







Faculté de génie  
Département de génie civil

# **DIAGRAMME D'INTERACTION DES CHARGES COMBINÉES FLEXION-COMPRESSION DES COLONNES CARRÉES EN BÉTON ARMÉ DE PRFV**

Thèse de doctorat  
Spécialité : génie civil

**Michaël GUÉRIN**

Une thèse de doctorat présentée dans le cadre des exigences pour le degré du doctorat en  
philosophie (génie civil)

Jury : Brahim BENMOKRANE, ing., Ph.D. (Directeur de recherche)  
Nathalie ROY, ing., Ph.D. (Examinatrice et rapporteure)  
Omar CHAALLAL ing., Ph.D. (Examinateur)  
Hany TOBBI, ing., Ph.D. (Examinateur)



*La valeur d'un homme tient dans sa capacité à donner et non dans sa capacité à recevoir.*

**Albert Einstein**

*Mathématicien, Physicien, Scientifique (1879 - 1955)*

# RÉSUMÉ

L'armature en acier est le renforcement interne le plus utilisé dans les structures en béton armé dans le domaine du génie civil. Dans le paysage nord-américain, il peut être facilement observable que ces structures avec ce type armature présentent une détérioration avancée due à une corrosion importante. C'est pour cette raison, depuis quelques décennies, que l'armature en polymère renforcé de fibres (PRF) fait partie d'une recherche intensive. Jusqu'à maintenant, cette armature a démontré sa faisabilité à plusieurs reprises. Dans ce un premier temps, la caractérisation des barres de PRF a fait l'objet d'une batterie de recherche faramineuse. Ensuite, les poutres, étant donné que c'est l'un des éléments les plus importants dans une structure en béton armé, ont été étudiées en flexion et en cisaillement sur près de deux décennies. Il y a également eu les dalles, les murs de refend, la longueur d'ancrage, les poutres profondes, etc. qui ont été énormément étudiés. Dernièrement, les colonnes sont étudiées pour en comprendre leur comportement. De plus, les normes actuelles ne donnent soit pas ou pas assez d'informations pour être en mesure de calculer adéquatement ces éléments structuraux. C'est la raison pourquoi il faut effectuer d'avantage de recherche pour mettre à jours les différentes normes.

Le groupe de recherche du professeur Brahim Benmokrane a été mandaté par le comité de l'American Concrete Intitute ACI440 pour aider à développer la première norme américaine sur les éléments en béton armé renforcés de PRFV. Le guide actuel, soit l'ACI440.1R-15, ne fait pas office de loi pour les praticiens. En ce qui concerne les colonnes, ce guide ne mentionne aucune ligne directrice pour le calcul de ces éléments structuraux. La recherche étant mise en place par le professeur Carol Shield, du *Department of Civil Engineering, Civil, Environmental, and Geo- Engineering* à l'Université de Minneapolis, au Minnesota et du professeur Antonio Nanni, du *Department of Civil, Architectural & Environmental Engineering* à l'Université de Miami, en Floride, tous deux membres du comité de l'ACI440, le but est de développer et de valider l'utilisation des barres de PRFV dans les colonnes en béton armé. C'est également grâce à deux partenaires (fournisseurs) de barres de PRFV que ce projet a pu se réaliser. Du côté canadien, les barres sablées sont fournies par la compagnie

ii

Pultrall inc et du côté américain, ce sont des barres déformées sablées de la compagnie Hughes Brother. Les deux types de barres sont les plus utilisés jusqu'à présent dans les nouvelles constructions. À travers un programme expérimental et analytique, 20 colonnes à pleine échelle en béton armé ont été testées avec une charge excentrique. Les colonnes ont comme dimensions 406 mm x 406 mm x 2 032 mm. Elles ont été dimensionnées selon les normes ACI318-15 et ACI440.1R-15. Les spécimens se divisent en quatre séries de quatre colonnes chacune. La série I est formée de six barres No.6 (Type A). La série II est formée de huit barres No.6 (Type A). La série III est composée de huit barres No.8 (Type A). La série IV, quant à elle, est formée de six barres No.6 (Type B). Les types A et B sont des PRFV. Finalement, la série V est formée de six barres No.6 en acier, qui est la référence. L'objectif principal est de tester ces spécimens pour étudier le comportement des poteaux-poutres sous chargement combiné de compression et de flexion. Les essais expérimentaux ont été réalisés dans les laboratoires de structure, de la Faculté de génie, de l'Université de Sherbrooke. L'objectif principal de ces essais est d'étudier le comportement des colonnes.

Sur la base des conclusions des essais expérimentaux, les colonnes de PRFV ont eu un comportement similaire aux colonnes renforcées avec de l'armature en acier. Plus l'excentricité est grande, moins la capacité axiale est élevée. Pour une même excentricité, les colonnes de PRFV présentent le même mode de rupture, mis à part le comportement différent de l'armature. Lorsqu'on augmente la rigidité axiale de l'armature longitudinale, la capacité axiale augmente. Il a été enregistré que les barres d'armature de PRF ont contribué à la résistance en flexion composée. Il a été remarqué qu'il y avait trois zones distinctes, comme le suggère la norme américaine ACI318-15 : la zone contrôlée en compression, la zone de transition compression/traction et la zone contrôlée par la traction. Finalement, le calcul théorique pour l'obtention du diagramme d'interaction P-M est sécuritaire par rapport aux résultats expérimentaux. Cette sécurité est plus observable lorsqu'on néglige la contribution des barres de PRFV en compression, incluse dans l'axe neutre.

**Mots-clés :** Béton, barres de PRFV, colonne, excentrique, axiale, contrainte, déformation, déplacement, flexion, modèle, rupture, analyse par section, diagramme d'interaction

# Remerciements

Tout d'abord, j'aimerais remercier mon directeur de recherche, le professeur Brahim Benmokrane, qui m'a donné la chance de travailler sur un sujet de doctorat intéressant qui fait un très bon lien avec la pratique. Ce projet m'a donné l'opportunité d'intégrer plusieurs notions théoriques et conceptuelles et de l'appliquer en tant qu'ingénieur. En somme, mon projet de recherche a été enrichissant et valorise un nouveau matériau innovateur. J'espère avoir contribué pour l'avancement des structures en béton armé renforcées de PRF. J'aimerais également remercier M. Hamdy Mohamed pour toute l'aide et les conseils qu'il m'a apportés ainsi que pour sa bonne humeur démontrée tout au long du processus.

Ensuite, j'aimerais remercier M. Martin Bernard et M. Jérôme Lacroix pour tout le temps que vous avez mis pour m'aider à accomplir les essais en laboratoire. Je voulais vous dédier un paragraphe pour souligner votre excellent travail et votre générosité.

De plus, j'aimerais remercier mes proches. Papa, maman, vous m'avez donné la chance de m'épanouir dans tous les projets que j'entreprends et je vous en remercie du fond du cœur. Mon frère, Christian, pour ton support implicite tout au long de mes études et également pour nos moments entre frères, sans oublier sa compagne. Anne-Marie Ménard, ma chérie, ma complice, mon "buddy", ma coéquipière, mon acolyte, ma comparse, ma coach de vie et ma douce moitié ... merci de me sentir libre et le plus important ... je t'aime.

Finalement, pour clore cette section, je vais plutôt exprimer des conseils pour ceux qui vont lire cette thèse. Ce que j'ai appris pendant mes études, c'est qu'il ne faut pas attendre de recevoir la connaissance, il faut aller la chercher. Également, si vous avez des projets, et que j'espère que c'est une passion, n'hésitez pas! Foncer!

# Présentation du candidat

## **Éducation**

- Étudiant au doctorat, Département de génie civil, Faculté de génie, Université de Sherbrooke, Québec, Canada, 2017;
- M. Sc. A. en génie civil, Département de génie civil, Faculté de génie, Université de Sherbrooke, Québec, Canada, 2014 – Sujet : Analyse comparative entre l'armature d'acier et de polymères renforcés de fibres de verre des structures souterraines en béton armé;
- Baccalauréat en génie civil, Département de génie civil, Faculté de génie, Université de Sherbrooke, Québec, Canada, 2014 – concentration bâtiments et ouvrages d'art.

## **Expériences professionnelles pertinentes**

- Ingénieur junior concepteur chez Dugré ingénieur inc. (Sherbrooke, Qc, Ca) : conception en bâtiments industriels, commerciaux, institutionnels, résidentiels et agricoles en structures métalliques (charpentes d'acier et d'aluminium), en béton armé (armature en acier et PRF et réhabilitation avec des PRF) analyse dynamique et dimensionnement parasismique, mai 2016 à aujourd'hui;
- Ingénieur junior concepteur chez Hypershell inc. (Sherbrooke, Qc, Ca) : conception en bâtiments industriels en charpentes métalliques, mars 2014 à septembre 2014.



# TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ.....	ii
Remerciements .....	iv
Présentation du candidat .....	v
LISTE DES FIGURES.....	xiii
LISTE DES TABLEAUX.....	xvii
CHAPITRE 1 : INTRODUCTION.....	1
1.1 Généralité.....	1
1.2 Originalité de ce projet de recherche.....	3
1.3 Objectifs de la recherche .....	4
1.4 Structure de la thèse .....	5
CHAPITRE 2 : REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	9
2.1 Introduction.....	9
2.2 Matériaux composites de polymère renforcé de fibre.....	9
2.2.1 Constituants des PRF .....	9
2.2.2 Propriétés mécaniques .....	11
2.2.2.1 Résistance en traction.....	11
2.2.2.2 Module élastique des PRF .....	12
2.2.2.3 Déformation et contrainte ultime élastique des PRF.....	13
2.2.2.4 Résistance en compression .....	14
2.2.2.5 Propriétés d'adhérence .....	15
2.2.2.6 Résistance en fatigue.....	15

2.2.2.7	Fluage et relaxation des barres d'armature en PRF .....	16
2.3	Durabilité des PRF .....	17
2.3.1	Liquide et humidité .....	20
2.3.2	Alcalinité .....	23
2.3.3	Gel et cycle gel-dégel.....	23
2.3.4	Effet de l'expansion thermique .....	24
2.3.5	Fluage et relaxation.....	24
2.3.6	Fatigue.....	25
2.3.7	Rayons ultraviolets .....	26
2.3.8	Diminution de la capacité en fonction des conditions d'utilisation .....	26
2.4	Comportement des colonnes avec un béton conventionnel .....	28
2.4.1	Chargement concentrique avec de l'armature en acier .....	28
2.4.1.1	Mander et al. ....	28
2.4.1.2	Scott et al. ....	30
2.4.1.3	Sheikh et Tuklucu .....	31
2.4.2	Chargement concentrique avec de l'armature en PRF .....	32
2.4.2.1	Mohamed et al. ....	32
2.4.2.2	Pantellides et al. ....	35
2.4.2.3	Tobbi et al.....	37
2.4.2.4	De Luca .....	38
2.4.2.5	Lofty Ehab.....	39
2.4.2.6	Alsayed et al. ....	40
2.4.3	Chargement excentrique avec de l'armature en acier .....	40
2.4.3.1	Samra et al. ....	40

2.4.3.2	Hognestad .....	42
2.4.4	Chargement excentrique avec de l'armature en PRF .....	44
2.4.4.1	Jawaheri et Nanni .....	44
2.4.4.2	Xue W. et al. ....	44
2.4.4.3	Issa M. et al. ....	46
2.4.4.4	Tikka et al. ....	46
2.4.4.5	Choo C.C. et al. ....	47
2.4.4.6	Paramanantham .....	48
2.4.4.7	Hadhood et al. ....	49
2.5	Comportement des colonnes avec un béton à haute résistance .....	50
2.5.1	Chargement concentrique .....	50
2.5.1.1	Marvel et Hindi .....	50
2.5.1.2	Kim .....	52
2.5.1.3	Sharma et al. ....	53
2.5.1.4	Foster et al. ....	56
2.5.1.5	Pessiki et Pieroni .....	57
2.5.2	Chargement excentrique .....	58
2.5.2.1	Kottb et al. ....	58
2.5.2.2	Canbay et al. ....	60
2.5.2.3	Tan et Nguyen .....	62
2.5.2.4	Ozbakkaloglu et Saatcioglu .....	63
2.5.2.5	Ibrahim et MacGregor .....	64
2.5.2.6	Lee et Son .....	65
2.5.2.7	Kim et al. ....	67

2.5.2.8	Recherches récentes 2016-2017 .....	68
2.6	Modèle mathématique du comportement en compression du béton de Collins et Mitchell.....	69
2.7	Bloc de contrainte équivalente rectangulaire .....	70
2.8	Rigidité effective des colonnes.....	73
2.9	Exigences réglementaires des normes et guide de dimensionnement pour les poteaux-poutres en béton armé.....	75
2.9.1	CAN/CSA A23.3-14.....	76
2.9.1.1	Hypothèses de calcul.....	76
2.9.1.2	Résistance en traction pure $T_{ro}$ .....	77
2.9.1.3	Résistance à la flexion pure $M_{ro}$ .....	77
2.9.1.4	Résistance à la compression pure $P_{ro}$ .....	81
2.9.1.5	Résistance à la compression avec excentricité minimale $P_{rmax}$ .....	82
2.9.1.6	Résistance à la flexion composée ( $M_{ri}; P_{ri}$ ).....	82
2.9.1.7	Exigences supplémentaires .....	83
2.9.2	CAN/CSA S806-12.....	85
2.9.2.1	Résistance en flexion pure $M_{ro}$ .....	86
2.9.2.2	Résistance à la compression avec excentricité minimale.....	92
2.9.3	CAN/CSA S6-14 .....	93
2.9.3.1	Exigences réglementaires pour les colonnes.....	94
2.9.4	ACI 318-14.....	95
2.9.4.1	Résistance à la compression pure $P_{ro}$ .....	95
2.9.4.2	Résistance à la flexion composée ( $M_{ri}; P_{ri}$ ).....	96
2.9.4.3	Paramètres du bloc de contraintes rectangulaires équivalentes.....	97

2.9.4.4	Spécifications réglementaires .....	98
2.9.5	ACI 440.1R-15.....	99
2.9.5.1	Résistance à la flexion simple.....	99
2.9.5.2	Résistance à la flexion composée ( <i>Mri;Pri</i> ) .....	101
CHAPITRE 3 : PROGRAMME EXPÉRIMENTAL .....		103
3.1	Généralité.....	103
3.2	Programme expérimental de recherche .....	103
3.2.1	Proposition des paramètres d'essai .....	103
3.2.1.1	Paramètres expérimentaux.....	104
3.2.1.2	Organigramme du programme expérimental.....	104
3.2.1.3	Descriptions des spécimens .....	106
3.2.2	Propriétés mécaniques.....	108
3.2.2.1	Béton .....	108
3.2.2.2	Armature de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) .....	109
3.2.2.3	Armature d'acier .....	110
3.2.3	Fabrication des spécimens .....	111
3.2.3.1	Assemblage des cages d'armature .....	111
3.2.3.2	Instrumentation des cages d'armature .....	113
3.2.3.3	Construction du coffrage .....	114
3.2.3.4	Coulée du béton .....	116
3.2.3.5	Montage expérimental.....	117
3.2.3.6	Instrumentations sur les spécimens avant les essais .....	121
CHAPITRE 4 : COMPORTEMENT EXCENTRIQUE DES COLONNES EN BÉTON ARMÉ À ÉCHELLE RÉELLE RENFORCÉES PAR DES BARRES ET DES ÉTRIERS EN PRFV.....		124

CHAPITRE 5 : EFFET DU TAUX D'ARMATURE LONGITUDINAL DE PRFV SUR LA RÉSISTANCE AXIALE/FLEXION DES COLONNES EN BÉTON ARMÉ À ÉCHELLE RÉELLE.....	158
CHAPITRE 6 : CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS POUR LES FUTURS TRAVAUX.....	199
6.1 Conclusions .....	199
6.2 Recommandations pour les travaux futurs.....	203
LISTE DES RÉFÉRENCES .....	207
ANNEXE.....	219

# LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Mécanisme d'autocorrosion de l'armature conventionnelle .....	1
Figure 2-1 : Vue microscopique des fibres et de la matrice .....	10
Figure 2-2 : Courbes d'endurance en fatigue pour le PRFC et PRFV .....	16
Figure 2-4 : (a) Modèle du béton avec et sans confinement du noyau et (b) modèle de confinement géométrique [Mander et al., 1988b] .....	28
Figure 2-5 : Montage expérimental [Mohamed et al, 2014] .....	33
Figure 2-6 : Vue rapprochée dans la rupture : [Afifi et al., 2014b] .....	35
Figure 2-7 : Apparition de la fissuration et rupture [Afifi et al., 2014A] .....	35
Figure 2-8 : [Pantelides et al, 2013] Détails des spécimens .....	36
Figure 2-9 : Montage expérimental [Luca, 2010] .....	38
Figure 2-10 : Compatibilité des déformations et forces internes [Samra et al. 1996] .....	41
Figure 2-11 : Détail géométrique [Hognestad 1952] .....	43
Figure 2-12 : Montage expérimental et colonne après la rupture [Hognestad 1952] .....	43
Figure 2-13 : [. XUE et al, 2014] Détails des spécimens .....	45
Figure 2-14 : [Tikka et al, 2010] Détail des spécimens .....	47
Figure 2-15 : Détail des spécimens [Paramanantham, 1993] .....	48
Figure 2-16 : Schématisation du montage expérimental [Paramanantham, 1993] .....	48
Figure 2-17 : Courbe d'interaction théorique et expérimentale [Paramanantham, 1993] .....	49
Figure 2-18 : Détail d'armature et montage expérimental [Marvel et Hindi, 2012] .....	51
Figure 2-19 : [Sharma et al, 2005] Comparaison des modèles de confinement avec les résultats expérimentaux .....	54
Figure 2-20 : [. Foster et al, 1998] Calcul des pressions de confinement .....	56
Figure 2-21 : section de la colonne [Pessiki et Pieroni, 1997] .....	57
Figure 2-22 : [Kottb et al, 2014] Diagramme d'interaction pour certaines colonnes testées ....	59
Figure 2-23 : [Canbay et al, 2006] Géométrie et détail d'armature des spécimens .....	60
Figure 2-24 : Bloc de contraintes équivalentes rectangulaires [Tan et Ngoc, 2005] .....	62
Figure 2-25 : Montage expérimental et vue de la section [Lee et Son, 2000] .....	65

Figure 2-26 : Différentes courbes d'interaction expérimentales et théoriques [Lee et Son, 2000].....	66
Figure 2-27 : [Kim et al, 2006] Géométrie et schématisation du montage expérimental.....	68
Figure 2-28 : Courbe contrainte-déformation pour différentes résistances en compression du béton [ISIS-CANADA, 2009].....	70
Figure 2-29 : Équilibre pour une section en flexion : (a) distribution des déformations de la théorie élastique, (b) contraintes de compression réelle à l'intérieur de l'axe neutre $c$ et (c) bloc équivalent de contraintes de compression dans le béton [Paultre, 2011] .....	72
Figure 2-30 : Valeur de $\alpha$ en fonction de la résistance $f_c'$ et de la déformation $\epsilon_c$ .....	73
Figure 2-31 : Valeur de $\beta$ en fonction de la résistance $f_c'$ et de la déformation $\epsilon_c$ .....	73
Figure 2-32 : Section en béton armé en flexion .....	77
Figure 2-33: Section doublement armée.....	80
Figure 2-34: Courbe d'interaction pour la flexion composée [Paultre, 2011] .....	82
Figure 2-35 : Définition de $A_c$ (zone grise) et de $c$ (diamètre du pointillé) pour le calcul du pas $s$ .....	84
Figure 2-36 : Dispositions constructives des cadres transversaux et de l'armature longitudinale (selon la norme CAN/CSA A23.3-14) .....	85
Figure 2-37 : Section en béton armé de PRF avec rupture équilibrée (selon la norme CAN/CSA A23.3-14) .....	88
Figure 2-38 : Section surarmée en béton armé de PRF avec rupture en compression du béton.....	90
Figure 2-39 : Section sous-armée en béton armé avec rupture en traction des PRF.....	91
Figure 2-40 : Compatibilité des déformations, le bloc de contraintes rectangulaires équivalentes et l'équilibre des forces sur une section rectangulaire. ....	98
Figure 3-1 : Organigramme expérimental .....	105
Figure 3-2 : Disposition et configuration des armatures : (a) vue en élévation et (b) disposition de l'armature en fonction des séries.....	107
Figure 3-3 : Vue générale des renforcements en PRFV pour les deux types (A et B).....	110
Figure 3-4 : Vue générale de la série : (a) série 1 et série 3 et (b) série 5 et série 3 .....	111
Figure 3-5 : Vue des configurations générales en section : (a) armatures de type A (b) armatures de type B.....	112

## LISTE DES FIGURES

Figure 3-6 : Disposition des jauges de déformation dans l'armature au centre de la colonne : (a) armature longitudinale et (b) armature transversale .....	113
Figure 3-7 : Barres instrumentées.....	114
Figure 3-8 : Base et bords du coffrage montés.....	115
Figure 3-9 : Murets intérieurs pour avoir quatre rangées de spécimens .....	115
Figure 3-10 : Installation des cages d'armature avant la coulée .....	116
Figure 3-11 : Spécimens après sept jours après la coulée .....	117
Figure 3-12 : Vue générale du montage expérimental.....	118
Figure 3-13 : Système d'acquisition pour les essais en laboratoire .....	119
Figure 3-14 : Vue en gros plan d'un des collets en acier pour appliquer la charge excentrique .....	120
Figure 3-15 : vue en élévation gauche d'une des deux rotules ainsi que le positionnement de celle-ci pour l'excentricité .....	120
Figure 3-16 : Positionnement du LVDT sur la face en compression pour mesurer la déformation axiale globale : (a) schématisation et (b) démonstration sur un spécimen .....	121
Figure 3-17 : Positionnement des jauges électriques de déformation sur le béton .....	122
Figure 3-18 : Positionnement des instruments de mesure pour la courbure : (a) schématisation .....	122



# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Propriétés mécaniques moyennes des barres d'armature en PRF [ISIS-CANADA, 2009].....	12
Tableau 2-2 : Propriétés mécaniques moyennes de certains renforcements externes [ISIS-CANADA, 2009].....	12
Tableau 2-3 : Réactivité qualitative des PRF (Adapté du tableau C16.1 de la norme CAN/CSA S6-14 - commentaires).....	20
Tableau 2-4 : Perte de résistance de PRFV de type E [Au et al., 2006].....	22
Tableau 2-5 : facteur de réduction environnemental pour le renforcement interne de PRF [American Concrete Institute (ACI), 2008].....	27
Tableau 2-6 : facteur de réduction environnemental pour le renforcement externe de PRF [American Concrete Institute (ACI), 2008].....	27
Tableau 2-12 : Propriétés de sections effectives pour l'analyse structurale avec des barres d'acier.....	74
Tableau 2-13 : Propriétés de sections effectives pour l'analyse structurale avec des barres de PRF (recommandation de la norme ACI 318-11 avec modification pour prendre en compte les PRF par Nanni et Zaded, 2013).....	75
Tableau 2-14 : Calcul des résultantes et des bras de levier.....	83
Tableau 2-15 : Facteur de sécurité $\phi$ .....	96
Tableau 2-16 : Calcul des résultantes et des bras de levier.....	97
Tableau 2-17 : Valeur de $\beta_1$ .....	97
Tableau 3-1 : Matrice des spécimens ainsi que des essais pour les colonnes carrées.....	108
Tableau 3-2 : Propriétés mécaniques des PRFV de l'étude.....	109
Tableau 3-3 : Propriétés mécaniques pour l'armature en acier.....	110



# CHAPITRE 1

## Introduction

### 1.1 Généralité

Les colonnes en béton armé sont des éléments structuraux verticaux qui transmettent des charges axiales de compression avec ou sans flexion. Ainsi, dans un bâtiment de type portique, ces éléments sont essentiels pour la performance de celui-ci ainsi que pour la sécurité des utilisateurs. Habituellement, les colonnes dans les structures en béton sont armées avec de l'armature en acier, soit pour le renforcement longitudinal et transversal (étriers ou spirales). Par contre, dans un environnement agressif, ces armatures peuvent se corroder et cela peut engendrer les problèmes majeurs suivants :

- Détérioration du béton (surtout de l'enrobage);
- perte de jouissance en service; &
- fracture fragile prématurée de la structure.

Ce phénomène de dégradation est le facteur le plus limitatif sur la durée de vie des structures en béton armé. Également, plusieurs facteurs environnementaux, comme les cycles gel-dégel, les sels de déglçage, l'humidité, les produits chimiques, les conditions marines, etc., accélèrent la corrosion des barres d'armature en acier. La Figure 1-1 présente un résumé de ce phénomène de corrosion des éléments en béton armé avec de l'armature en acier.

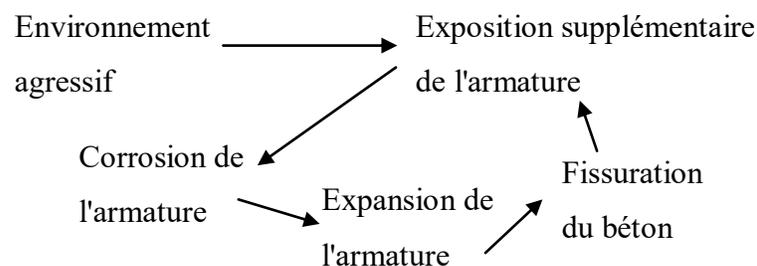


Figure 1-1 : Mécanisme d'autocorrosion de l'armature conventionnelle

Aux États-Unis et au Canada, le coût d'entretien et de remplacement des structures exposées aux intempéries (ouvrages d'art et structures marines) s'élèvent à des centaines de milliards de dollars. Les ingénieurs et les gouvernements préconisent de plus en plus des structures durables, plus résistantes à la corrosion, avec un coût moindre sur l'ensemble de la durée de vie comparativement aux structures conventionnelles et, enfin, de peu d'entretien.

Depuis plusieurs décennies, un grand nombre de recherches ont été menées sur les polymères renforcés de fibres (PRF) pour développer et introduire ce matériau innovateur dans les éléments et les structures en béton armé, et ce, dans le but de remplacer l'acier d'armature. Le PRF est conçu pour offrir une capacité en traction plus élevée par l'utilisation des fibres d'aramide, de carbone et de verre, le tout en symbiose avec une matrice de polymères thermodurcissable.

Jusqu'à maintenant, la majeure partie des recherches ont porté sur la flexion, le cisaillement, le poinçonnement et sur l'ancrage des barres de PRF. Depuis plusieurs années, les colonnes sous charges concentriques ont fait l'objet de recherches plus intenses pour définir leurs comportements et établir les équations pouvant définir la résistance de ces éléments structuraux. Par contre, les efforts combinés de compression et de flexion sur ces éléments ont été moindres. Il est de mise de procéder à des recherches complémentaires pour définir le comportement des poutres-colonnes. Ainsi, le comité de *l'American Concrete Institute* (ACI) pour le renforcement interne des PRF dans les éléments en béton se propose de changer le guide de dimensionnement actuel par une norme à part entière. En regardant plusieurs paramètres empruntés et similaires à la norme sur le béton armé conventionnel (ACI 318-15), les travaux de recherche effectués à l'Université de Sherbrooke sur 20 colonnes carrées de dimensions 400 mm x 400 mm x 2 000 mm vont permettre de définir le diagramme d'interaction axial-flexion avec un renforcement interne en PRF.

## 1.2 Originalité de ce projet de recherche

Jusqu'à présent, la recherche s'est concentrée principalement sur des poutres en flexion simple, des poutres en cisaillement, des colonnes en compression concentriques, des murs de refend, etc. Par contre, pour les colonnes en charge combinée, soit la compression et la flexion, la recherche est limitée. Cette présente recherche vient enrichir les connaissances et créer une base de données pour les colonnes en béton armé de PRF. De plus, cette base va permettre de développer la nouvelle norme américaine sur le renforcement des éléments en béton armé avec l'aide de polymères renforcés de fibres, puisqu'aujourd'hui, l'ACI 440.1R-15, et celles antérieures, sont considérées comme un guide de dimensionnement et ne fait pas office de loi.

Le groupe de recherche du professeur Brahim Benmokrane a été mandaté par le comité de l'American Concrete Institute ACI440 pour aider à développer la première norme américaine sur les éléments en béton armé renforcés de PRFV. Le guide actuel, soit l'ACI440.1R-15, ne fait pas office de loi pour les praticiens. En ce qui concerne les colonnes, ce guide ne mentionne aucune ligne directrice pour le calcul de ces éléments structuraux. La recherche étant mise en place par la professeure Carol Shield, du *Department of Civil Engineering, Civil, Environmental, and Geo- Engineering* à l'Université de Minneapolis, au Minnesota et du professeur Antonio Nanni, du *Department of Civil, Architectural & Environmental Engineering* à l'Université de Miami, en Floride, tous deux membres du comité de l'ACI440, en collaboration avec le groupe de recherche du professeur Brahim Benmokrane, le but est de développer et de valider l'utilisation des barres de PRFV dans les colonnes en béton armé. C'est également grâce à deux partenaires (fournisseurs) de barres de PRFV que ce projet a pu se réaliser. Du côté canadien, les barres sablées sont fournies par la compagnie Pultrall inc et du côté américain, ce sont des barres déformées sablées de la compagnie Hughes Brother. Les deux types de barres sont les plus utilisés jusqu'à présent dans les nouvelles constructions.

Cette recherche en laboratoire porte sur l'étude du comportement des colonnes carrées en béton armé de PRFV afin de les comparer avec la théorie existante. Le programme expérimental a été construit pour permettre de recueillir le plus d'information que possible sur

le comportement des colonnes chargées excentriquement à différents niveaux d'excentricité. 20 colonnes à échelle réelle ont été dimensionnées, construites, instrumentées et testées dans les laboratoires de structure du Département de Génie Civil de l'Université de Sherbrooke, soit 4 en acier et 16 en PRFV. Également, un des buts de cette recherche est d'augmenter la base de données sur les colonnes chargées excentriquement. Les effets sur les paramètres suivants sont étudiés : le taux d'armature, le diamètre des barres, le type de PRFV et la nature des barres (acier vs PRFV). Finalement, une étude théorique a été faite pour développer des recommandations sur les limites et les hypothèses de calcul pour le développement du diagramme d'interaction P-M avec des barres de PRFV.

### 1.3 Objectifs de la recherche

Pour la définition du diagramme d'interaction des charges combinées flexion-compression des colonnes carrées (de grandeur réelle) en béton armé de PRFV, les objectifs principaux sont les suivants:

1. D'évaluer le comportement sous un chargement en compression excentrique de colonnes carrées en béton armé de PRFV;
2. de créer une base de données sur la compression excentrique pour des colonnes en béton armé renforcées de PRFV;
3. de développer expérimentalement et analytiquement le diagramme d'interaction axial-flexion  $P - M$  en faisant varier plusieurs paramètres; &
4. de développer les équations ainsi que les exigences réglementaires pour la future norme ACI 440.X-YY (non défini actuellement).

Les objectifs spécifiques sont les suivants :

1. Tester les colonnes sous différentes excentricités;
2. évaluer la contribution du taux d'armature longitudinal;
3. comparer la réponse de deux types de PRFV (finis sablé et déformé);

4. comparer le comportement des colonnes renforcées de PRFV avec des colonnes d'acier;
5. introduire les limites de dimensionnement des poteaux-poutres (déformations et contraintes pour la norme américaine);
6. développer les équations (algorithme) pour le couple  $P - M$
7. quantifier la contribution des barres de PRFV en compression;

## 1.4 Structure de la thèse

La thèse comporte six (6) chapitres, sans compter :

- Le résumé de la thèse;
- les remerciements;
- la présentation du candidat;
- la table des matières;
- la liste des figures;
- la liste des tableaux; &
- les références.

**Chapitres 1 :** Ce chapitre définit la problématique de recherche et présente les objectifs principaux de la présente étude. Par la suite, la méthodologie pour atteindre les objectifs est présentée, de même que la portée de celle-ci. Finalement, la structure de la thèse est présentée.

**Chapitres 2 :** Ce chapitre présente la revue de la littérature concernant le comportement des colonnes en béton armé, soit avec de l'armature d'acier ou de PRF. Cette revue exhaustive porte sur ce qui a été fait jusqu'à maintenant sur les propriétés mécaniques, les facteurs principaux qui influencent le comportement en compression centrée, les éléments recueillis lorsqu'une section est soumise à un effort combiné de compression et de flexion, ainsi que des compléments pour la compréhension de la méthode de calcul optée reconnue en Amérique du Nord. Finalement, les équations et les hypothèses pour prédire la capacité des colonnes sous un chargement de compression concentrique, de flexion pure et de charge combinée

compression/flexion sont présentées relativement aux normes et guides de dimensionnement actuelles du Canada et des États-Unis.

**Chapitre 3** : Ce chapitre présente le travail expérimental, le détail des spécimens testés, les matériaux utilisés pour confectionner les colonnes carrées, enfin leur fabrication, la procédure des tests, le montage expérimental et les instruments de mesure utilisés.

**Chapitre 4** : Ce chapitre présente le premier article qui a été accepté au journal américain *ACI Structural and Materials Journals* le 22 août 2017. Le titre de l'article en anglais est : **“Eccentric Behavior of Full-scale RC Columns with GFRP Bars and Ties”**, ce qui se traduit en français par : **“Comportement excentrique des colonnes en béton armé à échelle réelle renforcées par des barres et des étriers en PRFV”**. Cet article présente les résultats expérimentaux sur le comportement des colonnes en béton armé chargées excentriquement pour 12 spécimens à échelle réelle. Quatre d'entre elles sont renforcées avec de l'armature en acier, quatre autres sont renforcées avec des barres de PRFV avec un fini de surface sablée et les quatre dernières sont également renforcées en PRFV, mais avec un fini de surface déformée. Les colonnes sont testées sous quatre niveaux d'excentricité, et ce, afin de développer le diagramme d'interaction P-M. Les résultats sont présentés en termes de mode de rupture, de l'effet des propriétés mécaniques de l'armature utilisée, des déplacements et des déformations en fonction de la charge appliquée. La recherche indique que le mode de rupture primaire des colonnes de PRFV se produit toujours par l'écrasement du béton sur la face en compression et que plus le module élastique des barres est élevé, plus la capacité des colonnes augmente.

**Chapitre 5** : Ce chapitre présente le deuxième article qui a été accepté au journal américain *ACI Structural and Materials Journals* le 22 septembre 2017. Le titre de l'article en anglais est : **“Effect of GFRP Reinforcement Ratio on the Axial-Flexural Strength of Large-Scale Concrete Columns”**, ce qui se traduit en français par : **“Effet du taux d'armature longitudinal de PRFV sur la résistance axial/flexion des colonnes en béton armé à échelle réelle”**. Le premier volet de cet article présente les résultats pour 12 colonnes renforcées complètement en PRFV. Trois séries de colonnes sont testées avec des taux d'armature de

1.0%, 1.4% et 2.5%, chaque série ayant quatre colonnes. Chaque colonne dans chacune des séries est testée avec une excentricité différente. Le deuxième volet porte sur une analyse paramétrique théorique des paramètres suivants : le taux d'armature, la résistance en compression du béton et la considération ou non de l'armature en compression dans les calculs. Les résultats sont présentés en termes de résistance, du mode de rupture, des déformations et des déplacements. Brièvement, les barres comprimées n'indiquent pas de rupture à la résistance ultime et on remarque une zone de transition similaire à ce que la norme ACI318-14 utilise pour définir le facteur de sécurité  $\phi$ .

**Chapitre 6** : Ce chapitre inclut un sommaire de l'étude et un aperçu des conclusions de la présente recherche suite au travail expérimental et aux résultats théoriques. Enfin, des recommandations sur des futures recherches sont présentées.



# CHAPITRE 2

## État de l'art

### 2.1 Introduction

Les éléments verticaux dans une structure, appelés communément colonnes, poteaux ou murs de refend, servent à transmettre les efforts gravitaires venant des étages supérieurs pour les acheminer jusqu'aux fondations. Également, lorsqu'une charge latérale est présente, ces éléments sont soumis à un effort combiné, soit un effort axial et un effort de flexion.

Plusieurs recherches ont été effectuées dans le passé sur les colonnes. En effet, les codes et les guides de dimensionnement proposent des équations pour les colonnes en béton armé renforcées de PRF sous un chargement concentrique. Par contre, pour les efforts combinés de compression et de flexion, ces documents ne mentionnent pas de recommandations ou de lignes directrices pour les calculer. Quelques recherches ont été réalisées sans conclure sur le comportement général des colonnes en béton armé de PRF. Dans cette étude, on va poursuivre l'étude des colonnes prismatiques et circulaires pour définir le diagramme d'interaction  $P - M$ .

### 2.2 Matériaux composites de polymère renforcé de fibre

#### 2.2.1 Constituants des PRF

Les polymères renforcés de fibres (PRF) sont une sous-famille de la grande famille des matériaux composites. Le mot composite vient de la symbiose de deux ou de plusieurs matériaux, et une fois composite, ce matériau formé aura des propriétés plus avantageuses que celles de ses constituants pris individuellement. Pour ce qui est du génie civil, les PRF sont constitués de deux composantes : les **fibres continues** de hautes résistances incorporées dans une **matrice** de polymère (Figure 2-1).

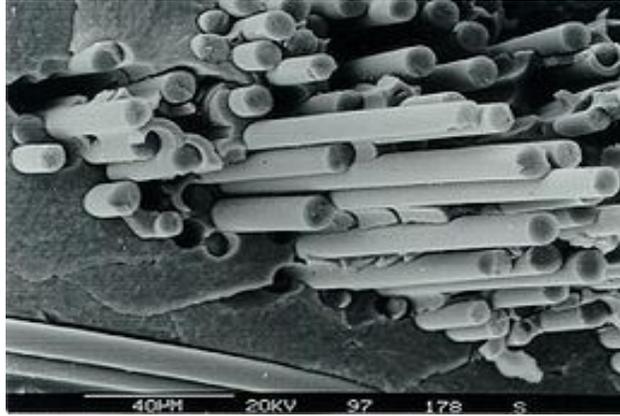


Figure 2-1 : Vue microscopique des fibres et de la matrice (courtoisie de M. Patrice Cousin, professionnel de recherche à l'Université de Sherbrooke, Québec, Canada)

On peut également ajouter des additifs dans la résine pour moduler la polymérisation et pour améliorer certaines propriétés (ouvrabilité, interaction de l'interface matrice/fibres, etc.). Il existe une multitude de produits sur le marché qui ont des propriétés différentes. La normalisation des PRF est complexe. C'est ainsi que les normes nord-américaines et partout dans le monde exigent des spécifications minimales pour s'assurer une tenue minimale pour les propriétés mécaniques et de durabilité.

Quatre types de fibre sont principalement utilisés, à savoir :

- La fibre de verre;
- la fibre de carbone;
- la fibre d'aramide; &
- la fibre de basalte.

Dans les ouvrages de génie civil, la fibre la plus utilisée est la fibre de verre puisqu'elle permet le meilleur compromis entre le coût (achat et durabilité) et les propriétés mécaniques. Les barres d'armature en PRF de verre (PRFV) deviennent de plus en plus une solution alternative puisqu'on ne prend plus seulement en compte le coût initial, mais également le coût de durabilité de la structure. Les résultats indiquent que les PRFV présentent un entretien quasiment nul, une dégradation inexistante et une longévité largement supérieure aux

structures avec un renforcement interne en acier lorsque soumises à des conditions agressives environnementales. Par contre, la fibre de basalte sera éventuellement un successeur de la fibre de verre puisqu'elle va présenter des avantages supérieurs. Par contre, énormément de recherches restent à faire pour valider ses propriétés.

Les PRF sont grandement utilisés dans l'industrie aérospatiale depuis les années 1940, puisqu'ils permettent d'avoir de très grandes résistances mécaniques ainsi qu'un poids avantageux. De nos jours, les structures de génie civil (ponts et bâtiments) sont construites de plus en plus avec des barres de PRF, car ce matériau a une haute performance, ne se corrode pas, et a un rapport de performance mécanique sur poids des plus avantageux.

Ce matériau, très résistant à la corrosion donc, présente de hautes caractéristiques mécaniques et est, de surcroît, très léger. C'est pourquoi il est de plus en plus utilisé, et ce, depuis une vingtaine d'années. Voici les principaux avantages des PRF :

1. Un rapport résistance/poids élevé;
2. une résistance chimique exceptionnelle à l'environnement;
3. une facilité d'installation;
4. une neutralité électromagnétique (imagerie magnétique d'hôpital);
5. une adaptabilité des propriétés mécaniques en fonction des conditions d'utilisation;
6. une résistance exceptionnelle à la fatigue; &
7. une faible conductivité thermique.

## 2.2.2 Propriétés mécaniques

### 2.2.2.1 Résistance en traction

Les barres d'armatures en PRF sont fabriquées à partir de fibres continues noyées dans une matrice. Comme l'acier, les barres en PRF sont fabriquées selon différentes grosseurs. La surface des barres peut être en spirale, droite, sablée droite, sablée/tressée et déformée. Surtout pour les surfaces sablées, l'adhérence peut être égale et même supérieure aux barres en acier conventionnelles [Wu, 2007]. Les deux tableaux suivants présentent les propriétés mécaniques

moyennes qu'on peut retrouver sur le marché pour les barres de PRF (Tableau 2-1) et des renforcements externes (tissu et lamelle) de PRF (Tableau 2-2).

Tableau 2-1 : Propriétés mécaniques moyennes des barres d'armature en PRF [ISIS-CANADA, 2009]

Type de barre	Résistance en traction (MPa)	Module élastique (GPa)	Déformation ultime (%)
Carbone	1200-2250	100-147	1,2-1,7
Verre	600-1000	30-70	1,7-2,2
Aramide	1700-2500	40-125	1,9-4,4
Basalte	1500	80	2,0

Tableau 2-2 : Propriétés mécaniques moyennes de certains renforcements externes [ISIS-CANADA, 2009]

Type de fibre	Type de renfort	Épaisseur (mm)	Résistance en traction (MPa)	Module élastique (GPa)	Déformation ultime (%)
Carbone	tissu	0,165 - 0,373	700 - 3800	227 - 373	0,94 - 2,25
Carbone	lamelle	0,508 - 1,4	1300 - 2800	165 - 300	0,45 - 1,7
Carbone	barres	1,4 - 4,5	1965 - 2400	124 - 131	1,5 - 1,9
Verre	tissus	0,165 - 0,373	1500	72	2,1
Verre	lamelle	0,508	400 - 500	20 - 25	1,76 - 2,23
Aramide	tissus	0,280	2000	120	1,6

#### 2.2.2.2 Module élastique des PRF

Pour les PRF unidirectionnels, la plus grande résistance et la plus grande rigidité sont obtenues quand le composite est chargé en traction, dans la direction des fibres. Effectivement, en faisant un test de traction monotone, on obtient une courbe linéaire élastique.

Ainsi, étant donné un comportement linéaire, le module élastique  $E_f$  peut être obtenu avec la formule suivante:

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \quad (2-1)$$

où  $f_{fu}$  est la contrainte à la rupture et  $\varepsilon_{fu}$  est la déformation ultime du PRF. Également, les expériences en laboratoire ont permis de trouver une règle simple qui s'applique au PRF, soit la règle des mélanges. En voici l'équation :

$$E_f = E_{matrice} \forall_{matrice} + E_{fibre} \forall_{fibre} \quad (2-2)$$

$$E_f = E_{matrice} \forall_{matrice} + E_{fibre} (1 - \forall_{matrice}) \quad (2-3)$$

où  $E_{matrice}$  est le module élastique de la matrice,  $\forall_{matrice}$  est la fraction volumétrique de la matrice,  $E_{fibre}$  est le module élastique des fibres et  $\forall_{fibre}$  est la fraction volumétrique des fibres. Il est évident que cette formule est valable que dans la direction des fibres. Pour ce qui est des modules élastiques en compression, les valeurs sont plus faibles qu'en traction. En général, le module élastique varie entre 50-80 % de celui en traction [Chaallal et Benmokrane, 1993].

### 2.2.2.3 Déformation et contrainte ultime élastique des PRF

On a vu que le comportement général des PRF est intermédiaire entre la matrice et les fibres et que les fibres se déforment moins que la matrice.

La résistance axiale des PRF unidirectionnels diffère selon la direction de la charge appliquée, soit en compression ou en traction. La plupart du temps, la résistance en traction est la plus élevée des deux, c'est pourquoi on l'utilise dans le renforcement interne dans le béton.

La réponse d'un PRF dépend énormément des déformations ultimes des constituants. Il peut y avoir deux possibilités de comportement : soit que la déformation ultime de la matrice est supérieure à la déformation ultime des fibres, ou le contraire. Dans le deuxième cas, la matrice

n'est plus apte à remplir ses fonctions. Ainsi, puisqu'elle sert à redistribuer les forces entre toutes les fibres, si elle n'est plus fonctionnelle, le PRF ne se rendra pas à la déformation ultime des fibres puisqu'il y aura concentration de contraintes et rupture prématurée. Également, les matrices démontrent généralement des déformations largement supérieures aux fibres disponibles sur le marché. De ces faits, la déformation ultime du PRF est égale à la fibre :

$$\varepsilon_{fu} = \varepsilon_{fibre} \quad (2-4)$$

La contrainte ultime des PRF se calcule comme suit :

$$f_{fu} = E_{matrice} \nu_{matrice} \varepsilon_{fibre} + E_{fibre} \nu_{fibre} \varepsilon_{fibre} \quad (2-5)$$

$$f_{fu} = E_f \varepsilon_{fibre} \quad (2-6)$$

Dans les applications de génie civil, les matrices utilisées ont toujours une élongation supérieure à celle des fibres. Ainsi, la résistance/rupture des barres de PRF est assurée par les fibres.

#### 2.2.2.4 Résistance en compression

Pour la contrainte ultime en compression, il n'y a pas de règles comme pour la résistance en traction des PRF. Cette résistance dépend du type de fibres, des propriétés de la matrice et de la résistance à l'interface matrice-fibre. On peut atteindre la résistance en compression lorsqu'on atteint le flambement des fibres, une rupture en traction transversale dans la matrice ou une rupture de cisaillement. En général, les résistances en compression des PRF dans le sens des fibres sont, respectivement, de 55%, de 20 % et de 78 % de celle en traction pour les PRF de verre, d'aramide et de carbone [Bédard, 1992].

La résistance en compression pure des barres en PRF est très faible par rapport à leur résistance en traction, car plusieurs facteurs influencent la résistance en compression, comme le rapport volumétrique en fibres, le type de fibres, le type de résine pour la matrice, le

procédé de fabrication, etc. Par contre, il y a un problème pour ce qui est du comportement en compression des barres, plusieurs études ont été menées par différents chercheurs sur le sujet. Les résultats de ces études sont très disparates. Par exemple, M. Chaallal et M. Benmokrane [Benmokrane et al., 1998] ont effectué des essais en compression sur la fibre de verre et ils ont obtenu une résistance en compression égale à 80 % de la résistance.

Selon Afifi 2014 [Afifi, 2014], on peut assumer que la résistance des barres de PRF peut atteindre jusqu'à 35 % de la contrainte maximale en traction en utilisant le module élastique en traction comme hypothèse. Par contre, en faisant une analyse en fonction des codes, on va limiter la contribution des barres en compression à la déformation maximale admissible, qui est largement inférieure à 35 % de la contrainte maximale.

#### 2.2.2.5 Propriétés d'adhérence

Dans les barres de PRF, la force d'adhérence est transférée à travers la résine aux fibres, et une rupture de liaison au cisaillement dans la résine peut être envisageable. La friction, l'adhérence, et les forces de blocage mécanique se transfèrent jusqu'au béton. Contrairement au cas du béton renforcé d'acier, la résistance à la compression du béton n'a aucune influence sur l'adhérence des barres de PRF [Benmokrane et al., 1996]. La performance de l'adhérence d'une barre de PRF dépend de la conception, du processus de fabrication, des propriétés mécaniques de la barre elle-même, du diamètre de la barre à ancrer, des conditions de surface de la barre (crenelée, recouverte de sable, etc.) de la longueur d'ancrage ainsi que de la forme géométrique de ladite barre (ISIS-CANADA, 2009).

#### 2.2.2.6 Résistance en fatigue

La fatigue est le phénomène de dégradation ou la rupture d'un élément après des cycles répétés de chargement et de déchargement. La plupart des matériaux en PRF présentent un bon comportement en fatigue, comparable à l'acier.

La recherche sur la fatigue est en cours. Par contre, les résultats jusqu'à présent montrent que les PRF ont une exceptionnelle résistance à la fatigue. Ainsi, pour les PRF de carbone, étant

donné qu'ils sont très rigides, ils ne permettent pas beaucoup de déformation dans la matrice, ce qui limite la fissuration de la matrice et de l'interface matrice-fibres. Pour ce qui est des PRFV, c'est le contraire du carbone. Ils subissent de grandes déformations dans la matrice, fissurant celle-ci et mènent plus facilement à la rupture. Pour les PRFA, qui sont les moins résistants en fatigue, ils sont sensibles à la rupture, car les dommages obtenus se font par défibrillation. La figure suivante (Figure 2-2) présente deux courbes, soit de carbone et de verre.

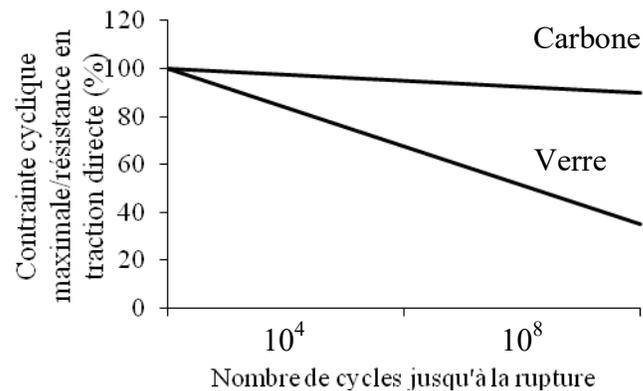


Figure 2-2 : Courbes d'endurance en fatigue pour le PRFC et PRFV

[Tanigaki et coll, 1989] ont effectué des essais de fatigue sur des PRFA. La limite inférieure de la contrainte appliquée était de 50 % de la résistance et la limite supérieure variait. Une de leur conclusion est que si la limite supérieure ne dépasse pas 80 % de la résistance, même après deux millions de cycles appliqués, il n'y a pas de rupture en fatigue des barres en PRFA.

Les PRFC possèdent une excellente résistance en fatigue. Avec un ratio de contrainte de 10 %, après 10 millions de cycles, une limite d'endurance a été atteinte. Ce qui démontre une bonne résistance en fatigue des PRF.

#### 2.2.2.7 Fluage et relaxation des barres d'armature en PRF

Le comportement au fluage de la plupart des produits en PRF est caractérisé par une réponse initiale élastique, suivie d'un comportement non linéaire jusqu'à la rupture. Sous une contrainte

constante, les PRF peuvent se fracturer de façon fragile. Cette rupture peut être affectée par le rayonnement UV, les températures élevées, l'alcalinité et les conditions climatiques [Gere et Timoshenko, 1990; Gaona 2003 et Youssef et al., 2008; Dootson, 1972; Masmoudi et al., 2003].

Les barres en PRFC sont les plus résistantes, suivies des PRFA et des PRFV. Pour les PRFV, ce sont eux qui présentent le plus haut risque de rupture par fluage. Pour éviter cette rupture, les contraintes soutenues dans les barres en PRF due aux charges de services doivent être limitées. Les normes canadiennes de bâtiment et de pont présentent des limitations pour les contraintes dans les barres. De plus, les coefficients de tenue prennent un peu en considération le fluage.

## 2.3 Durabilité des PRF

Cette section est très importante pour les ingénieurs et les agences gouvernementales. En effet, ces derniers se posent habituellement la question suivante : «*Est-ce durable?*». Pour le grand public en général, un «*plastique sèche ou se déshydrate*» lorsqu'il est soumis aux conditions environnementales et il peut devenir très fragile. Dans le domaine de l'ingénierie des PRF, ce matériau ingénieux ne respecte pas cette simple «définition». On parlera plus alors de dégradation et de détérioration pour les PRF.

Le niveau de dégradation ou de détérioration dépend de plusieurs facteurs :

1. Le volume de fibres;
2. le type de résine;
3. l'interface-résine/fibre;
4. l'exposition à l'environnement;
5. le processus de fabrication;
6. les constituants de la résine;
7. le temps de cure;
8. les conditions de cure.

Dans les sous-sections qui suivent, on discutera des différents types d'agresseurs environnementaux agissant sur les PRF, soit :

1. Le liquide et l'humidité;
2. l'alcalinité;
3. le gel et le cycle gel-dégel;
4. l'effet de l'expansion thermique;
5. le fluage et la relaxation;
6. la fatigue;
7. la haute température;
8. les rayons ultraviolets.

Cette section a été grandement inspirée de l'ouvrage du professeur en matériau Mathieu Robert de l'Université de Sherbrooke, Québec, Canada, *Durabilité of fiber reinforced polymère for structural applications - Theoretical and experimental approaches* [Robert, 2011]. D'autres références complètent cette section.

Pourquoi utiliser des barres en PRF au lieu des barres en acier? La raison majeure est que les barres en acier se corrodent lorsqu'elles sont dans un environnement agressif, diminuant ainsi la résistance résiduelle et l'intégrité structurelle. Le béton, dû à sa forte alcalinité, apporte aux armatures d'acier une protection face à la corrosion. Dans les conditions de pH créé par le béton, soit entre 12,5 et 13,5, l'acier est protégé par la formation d'un film très mince et adhérent appelée film passif. En présence d'eau, ce film est détruit par différents agents comme les chlorures (eau de mer ou le sel de déglacage) et les sulfates (contenu dans le sol). L'acier est alors dépassivé et la corrosion devient possible avec la formation de nouveaux oxydes, dont le volume augmente à la surface des barres d'armature, causant la fissuration. Plus il y a de fissurations, plus il y a des chemins préférentiels qui vont accélérer le processus de corrosion, facilitant la diffusion de l'oxygène et des espèces corrosives. La corrosion est possible sous différentes conditions, dont voici les plus importantes :

1. avoir un électrolyte ayant une conductivité ionique non négligeable;
2. une quantité suffisante d'oxygène accédant à la zone cathodique;
3. la présence d'un agent agressif.

Des essais de durabilité sont effectués pour déterminer la réduction de la résistance due au vieillissement naturel des armatures en PRF pour les conditions de service. Pour l'instant, le coefficient de réduction n'est pas connu. Par contre, dans quelques années, on aura une meilleure idée du comportement à long terme. Aujourd'hui, avec l'instrumentation faite sur les ponts nouvellement construits avec des PRF, le comportement laisse croire à une bonne durabilité, dépassant largement celui de l'acier. On peut effectuer des essais accélérés à l'aide de programmes d'essais d'exposition et de conditionnement environnemental.

Le tableau suivant (Tableau 2-3) est tiré du commentaire de la norme CAN/CSA S6-14 qui juge de façon qualitative la résistance des PRF par rapport à des agents agresseurs.

Tableau 2-3 : Réactivité qualitative des PRF (Adapté du tableau C16.1 de la norme CAN/CSA S6-14 - commentaires)

Matériel	Eau (ASTM D570)	Acides faibles	Acides forts	Alcalis faibles	Alcalis forts	Haute température	UV	Solvants organiques	Oxygène/Ozone
Fibre de verre - type E	A	LA	A	A	A	GR	LA	A/LA	ID
Fibre de verre - type S	A	GR	LA	A	A	GR	LA	A/LA	ID
Fibre de carbone - PAN	GR	GR	GR	GR	GR	GR	GR	GR	GR
Fibre de carbone - Pitch	GR	GR	GR	GR	GR	GR	GR	GR	GR
Fibre d'aramide	0,05	GR	LA	GR	LA	A	A	GR	LA
Résine polyester	0,15-0,6	LA	A	A	A	ID	A	LA	A
Résine vivylester	0,1-0,2	GR	GR	GR	GR	A	LA	GR	ID
Résine d'époxy	0,1	GR	LA	GR	GR	A	GR	GR	LA
Armature en acier	N/A	LA	A	GR	GR	N/A	GR	GR	A
Béton Portland 20 - 60 MPa	9,1-12,9	A	A	GR	GR	LA/GR	GR	A	GR
Béton portland/polymère 60 MPa	0,1-0,5	GR	GR	GR	GR	LA/GR	GR	GR	GR

A = attaquer;

LA = légèrement attaqué;

GR = généralement résistant;

ID = données insuffisantes;

N/A = non applicable

### 2.3.1 Liquide et humidité

Le béton armé est soumis aux cycles humides/secs, aux conditions climatiques naturelles et à certains médias corrosifs. Puisque le béton se fissure naturellement dû au retrait et que ces fissures peuvent s'agrandir dû aux charges appliquées, l'humidité peut se rendre jusqu'aux armatures internes. Dans le cas du renforcement externe, il est directement soumis à l'humidité.

L'effet des liquides ainsi que de l'humidité sur la dégradation des PRF, surtout sur les barres d'armature, ont fait l'objet de plusieurs recherches depuis plus de deux décennies. La majorité des résultats obtenus sont présentés en termes d'absorption et d'augmentation du poids des spécimens. Cette absorption dépend :

1. du type de fluide (eau, base ou acier);
2. de la concentration du fluide;
3. de la température (cinétique de réaction);
4. de la charge appliquée externe;
5. du type de fibre et de matrice;
6. de l'interface fibre/matrice;
7. du processus de moulage;
8. de l'état du matériel (endommagé et des conditions de cure).

La plupart des polymères absorbent l'humidité jusqu'à l'atteinte d'un point d'équilibre. Le taux, la quantité d'humidité et les effets sur les propriétés mécaniques dépendent de la composition des PRF. Selon les connaissances actuelles, la partie critique pour l'absorption est l'extrémité de la section des PRF, où la capillarité peut se produire. Par la suite, l'humidité dégrade les propriétés de la matrice tout en endommageant la surface des fibres. Ce phénomène est moins catastrophique pour la résistance en traction, car celle-ci dépend moins de la matrice. Par contre, les résistances en cisaillement et en compression sont énormément affectées puisque c'est la matrice ou l'interface matrice-fibres qui contrôle majoritairement ces propriétés.

Pour effectuer un test à cet effet, on plonge des échantillons de barres dans une solution (eau ou alcalin) et on mesure l'absorptivité. En plus de ce test, on peut effectuer le test intitulé *Short Bean Test*. Celui-ci permet de regarder la résistance interlaminaire entre les fibres et la matrice. Selon les tests effectués, lorsque les échantillons ont atteint leur taux d'absorption maximal, il y a perte de résistance interlaminaire de 29 % avant séchage et de 13 % après séchage (Klara *et al*, 2013). Les fibres d'aramide sont particulièrement sensibles aux effets de l'humidité, car elles absorbent énormément d'eau et se gonflent, ce qui cause la fissuration de la matrice; de plus, il y a développement de contraintes internes. C'est pourquoi, dans les applications où le taux d'humidité est critique, les PRF d'aramide ne sont pas conseillés.

Pour empêcher ou réduire l'absorption dans les PRF (contrôle), les chercheurs recommandent l'utilisation d'une matrice avec un coefficient de perméabilité très faible, de modifier le mélange de la matrice ou d'utiliser un procédé de fabrication adéquat réduisant les vides. On peut identifier cette dégradation avec la température de transition vitreuse. Dans le cas des matrices incorporant des fibres, c'est l'interface fibre/matrice qui en est touchée.

La fibre de verre est particulièrement sensible aux effets de l'humidité. Pour les barres de type E avec une matrice de vinylester, lorsque saturées en humidité, la résistance en traction diminue de 40 %. La résistance en flexion et le module élastique diminuent approximativement de 10 % à saturation. L'orientation des fibres a une grande influence. Le tableau suivant (Tableau 2-4) présente les effets de l'humidité en fonction de l'orientation des fibres pour des PRFV de type E avec de l'époxy comme matrice.

Tableau 2-4 : Perte de résistance de PRFV de type E [Au et al., 2006]

Orientation	Perte de résistance (%)	Perte du module élastique (%)
Résine seulement	33,3	45,2
Unidirectionnelle	8,0	5,0
Bidirectionnelle	13,7	14,6

La fibre de carbone n'est pas affectée par l'humidité, mais la matrice utilisée dans ces PRF l'est. Ainsi, la performance des PRFC est affectée par l'humidité. Il y a une légère diminution des propriétés en traction. Effectivement, la capacité en traction est gouvernée par les fibres et dans une très moindre mesure par la matrice. Ce sont les caractéristiques en compression et en cisaillement qui sont les plus touchées, puisque c'est l'interface fibre/matrice qui est sollicitée.

La fibre d'aramide est affectée par l'humidité, surtout à haute température. À température ambiante, il peut y avoir jusqu'à 35 % de perte en flexion et jusqu'à 55 % de perte en traction lorsque celle-ci est sous contrainte et sous des cycles humides/secs [Allred, 1981].

Il est à noter que la dégradation par l'humidité s'arrête dès que les PRF atteignent un taux d'absorption nul (point de saturation). Une fois ce point atteint, aucune réduction supplémentaire des propriétés mécaniques n'est prévue.

Plusieurs autres méthodes permettent d'extrapoler la durabilité des armatures en PRF. Par contre, le concepteur devrait toujours consulter le fabricant des barres en PRF avant de conclure sur sa conception.

### 2.3.2 Alcalinité

L'alcalinité dans le béton armé de PRF est le sujet de plus important pour les concepteurs. Dans le béton conventionnel, l'armature d'acier est protégée par l'alcalinité naturelle du béton. Par contre, l'armature de PRF peut être affectée si le choix d'une bonne résine n'est pas bien fait. En règle générale, la fibre de carbone montre une meilleure résistance, suivit de la fibre d'aramide puis de verre.

Les tests actuels pour observer l'effet de l'alcalinité sur les barres de PRF sont effectués pour être beaucoup plus agressifs que ce que le béton apporte comme environnement chimique en réalité. Les résultats obtenus ne peuvent pas être directement proportionnels à la concentration réelle dans le béton.

Selon les résultats des chercheurs [Alsayed et al., 2002; Al-Zahrari et al., 2007; Won et al., 2007], on note une diminution de la résistance en traction 0 à 20 %, de 10 à 50 % et de 0 à 20 % pour la fibre de verre, la fibre d'aramide et la fibre de carbone respectivement.

### 2.3.3 Gel et cycle gel-dégel

En général, les fibres ne sont pas affectées par les cycles gel/dégel, mais la matrice (résine) peut être affectée. Les travaux de recherche sur les PRF ont été effectués pour l'industrie aérospatiale. Pour les éléments extrudés comme les barres de PRF, la recherche reste à faire.

Voici un exemple de l'effet du cycle gel/dégel sur les barres de PRF [Wang et Belarbi, 2012]. Pour 564 cycles de température variant entre 4,4 °C et -17,2 °C, pour des barres de PRF saturées en humidité, celles-ci ne sont pas affectées par ces cycles, en ce qui a trait aux capacités en traction. Pour 200 cycles, toutes les barres de PRF, sauf la fibre d'aramide, ne sont pas affectées. En ce qui concerne la fibre d'aramide, il y a une diminution de 20 % de la capacité d'adhérence entre la barre et le béton.

#### 2.3.4 Effet de l'expansion thermique

Les températures moyennes auxquelles une structure est sujette pendant sa durée de vie passent de -30 °C à 80 °C. Ainsi, tout matériau subit des variations dimensionnelles. Pour le béton armé avec de l'armature en acier (armé conventionnellement ou béton avec de l'armature en acier), les coefficients d'expansion pour le béton et l'armature en acier sont quasiment les mêmes. Ainsi, un élément en béton armé conventionnel se dilate conjointement, sans induire des contraintes internes significatives entre le béton et l'acier. Pour ce qui est du béton armé avec des barres de PRF, les coefficients sont très différents. Des contraintes internes dans le PRF peuvent être induites. S'il y a ajout d'agents agresseurs, cela peut contribuer à dégrader le PRF.

#### 2.3.5 Fluage et relaxation

À la base, les résines polymériques sont affectées par le fluage et la relaxation. Dans le sens de la fibre, le fluage ainsi que la relaxation sont repris par la résine et la fibre, tandis que dans le sens orthogonal, c'est seulement la résine qui agit.

Habituellement, les résines thermodurcissables (polyester insaturé, vinylester, époxy ainsi que phénolique) sont plus résistantes pour le fluage que les thermoplastiques (polypropylène, nylon, polycarbonate, etc.).

Le fluage est un élément important lors du dimensionnement des sections, surtout pour les poutres. En règle générale, le carbone démontre un meilleur comportement au fluage, suivi de la fibre d'aramide ainsi que de la fibre de verre. Selon Kader et al. [Kader et al., 2006], une

rétenion de 29 à 55 %, 47 à 66 % et 79 à 93 % est observée respectivement pour la fibre de verre, la fibre d'aramide et la fibre de carbone.

Il est certain que le fluage et la relaxation peuvent être affectés par les attaques environnementales (humidité, chlorure, etc.). Par contre, la recherche est limitée en raison de la complexité des montages expérimentaux. Cependant, les structures actuelles réalisées avec des armatures de PRF démontrent des dégradations négligeables par rapport aux charges soutenues.

### 2.3.6 Fatigue

La fatigue est un des aspects le moins documentés à ce jour, car la recherche sur les éléments en pultrusion a reçu moins d'attention. La résistance à la fatigue dépend :

1. De la composition de la matrice; &
2. du type de fibre.

La préoccupation principale pour la fatigue est l'adhérence des barres de PRF par rapport au béton. C'est pour cette raison qu'on limite les déformations dans l'armature sous un chargement en service.

Plusieurs chercheurs ont travaillé sur la fatigue de ces éléments. En général, après un million de cycles, les PRF perdent entre 50 à 70 % de la résistance statique. Pour les barres de PRF, lorsqu'une section en flexion est dimensionnée pour la rupture en compression (atteinte de la déformation ultime dans la fibre la plus comprimée du béton sans atteindre la déformation maximale dans les barres de PRF), la résistance à la fatigue est meilleure que lorsque la conception des poutres est initiée par la rupture en traction. Il est suggéré que la déformation dans le béton en service reste en deçà de 25 %  $\epsilon_{cu}$  ( $\epsilon_{cu}$  étant la déformation ultime du béton). Dans le cas de la norme canadienne, on limite à 750  $\mu\epsilon$ .

La fibre d'aramide montre une résistance relativement bonne en fatigue. En effet, il est recommandé dans la littérature de limiter à une contrainte maximale entre 54 et 73 % de la

contrainte ultime pour un dimensionnement. Pour ce qui est de la fibre de verre, la recommandation est légèrement moins élevée. La fibre de carbone, quant à elle, démontre une résistance hors pair.

### 2.3.7 Rayons ultraviolets

Les rayons UV peuvent endommager les PRF. Les fibres d'aramides sont reconnues pour être très sensibles aux UV, alors que les fibres de verre et de carbone sont résistantes. En plus, la plupart des matrices se dégraderont légèrement en raison des rayons UV. Cette dégradation peut être empêchée avec l'utilisation d'additifs pigmentés dans la matrice ou tout simplement avec une peinture opaque sur la surface.

### 2.3.8 Diminution de la capacité en fonction des conditions d'utilisation

Les normes canadiennes ne sont pas explicites ou ne considèrent pas de facteurs supplémentaires lorsque les PRF sont soumis à des conditions d'utilisation particulières. Par exemple, lorsque le béton armé de PRF se situe dans un bâtiment et est donc protégé des intempéries et autres agents agressants, la dégradation du PRF est beaucoup moindre (même inexistante) par rapport à un béton armé appartenant à un pont soumis à l'attaque des sels de déglacage. Comme on a vu précédemment, la norme de pont indique qualitativement la résistance chimique, sans toutefois indiquer ce qu'il faut faire dans le cas où une dégradation excessive peut survenir sur les propriétés des PRF.

Les guides de dimensionnement ACI 440.1R-15 (pour l'armature de PRF comme renforcement interne dans le béton) et ACI440.2R-08 (renforcement externe pour la réhabilitation) indiquent des facteurs à utiliser dans certaines conditions d'utilisation. Défini comme  $C_E$ , le facteur de réduction environnemental, on multiplie la déformation ultime (ou admissible) et la contrainte ultime (ou admissible) par ce facteur pour prendre en compte une éventuelle dégradation (Tableau 2-5 et Tableau 2-6).

Tableau 2-5 : facteur de réduction environnemental pour le renforcement interne de PRF  
[American Concrete Institute (ACI), 2008]

Conditions d'utilisation	Type de fibre	$C_E$
Béton non exposé à la terre et aux intempéries	Carbone	1,0
	Verre	0,8
	Aramide	0,9
Béton exposé à la terre et aux intempéries	Carbone	0,9
	Verre	0,7
	Aramide	0,8

Tableau 2-6 : facteur de réduction environnemental pour le renforcement externe de PRF  
[American Concrete Institute (ACI), 2008]

Conditions d'utilisation	Type de fibre	$C_E$
Exposition intérieure	Carbone	0,95
	Verre	0,75
	Aramide	0,85
Exposition extérieure (ponts, piles et stationnements multiétagés non protégés)	Carbone	0,85
	Verre	0,65
	Aramide	0,75
Environnement agressif (réservoir chimique et de traitement des eaux usées)	Carbone	0,85
	Verre	0,50
	Aramide	0,70

Ainsi, la contrainte ultime, la déformation ultime et le module élastique se calculent comme suit :

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad (2-7)$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \quad (2-8)$$

où  $f_{fu}^*$  et  $\varepsilon_{fu}^*$  sont les résistances et déformations garanties des fabricants.

## 2.4 Comportement des colonnes avec un béton conventionnel

### 2.4.1 Chargement concentrique avec de l'armature en acier

#### 2.4.1.1 Mander et al.

[Mander et al., 1988b] ont mené une approche théorique pour étudier l'effet des cerceaux ou un confinement avec des spirales pour le renfort latéral sur la résistance des colonnes. L'étude comporte deux sections circulaires et rectangulaires. Par ailleurs, l'influence de différents types de confinements est prise en compte par la définition d'une contrainte de confinement latérale effective, qui dépend de la configuration de l'armature transversale et longitudinale. Le modèle de contrainte-déformation est illustré sur la figure 2-4 et est basée sur une équation proposée par [Popovics, 1973]. En outre, la solution générale du critère de défaillance multiaxiale en termes des deux contraintes de confinement latérales est présentée dans la

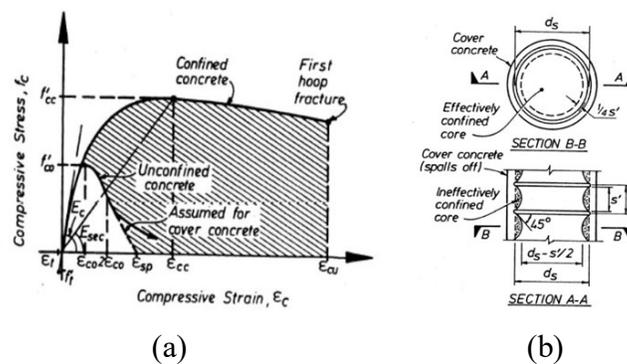


Figure 2-3 : (a) Modèle du béton avec et sans confinement du noyau et (b) modèle de confinement géométrique [Mander et al., 1988b]

Lorsque le noyau de béton confiné est placé en compression triaxiale avec des contraintes de confinement latérales égales à  $f'_1$ , il peut être démontré que la résistance à la compression de confinement, pour une colonne circulaire, est :

$$f'_{cc} = f'_c \left( -1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94f'_1}{f'_c}} - 2 \frac{f'_1}{f'_c} \right) \quad (2-9)$$

où  $f'_{cc}$  est la contrainte maximale sous la contrainte latérale  $f'_1$ ,  $f'_c$ , est la résistance du béton non confiné; et

$$f'_1 = \frac{1}{2} K_e \rho_s f_{yh} \quad (2-10)$$

où  $f_{yh}$  est la limite d'élasticité du renfort transversal; et

$$K_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad (2-11)$$

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{d_s s} \quad (2-12)$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_{vl}}{A_{c,confinée}} \quad (2-13)$$

où  $s'$  est l'espacement vertical clair entre deux spires ou cerceaux,  $d_s$  est le diamètre de la spirale,  $A_{sp}$  est la section de la barre du renfort transversal,  $s$  l'espacement centre-à-centre entre chaque spire ou cerceau,  $A_{vl}$  est la zone de renfort longitudinal, et  $A_{c,confinée}$  est l'aire de la section confinée délimitée par le centre du renfort transversal.

Les mêmes auteurs, [Mander et al., 1988a], ont mené un programme expérimental pour mesurer et comparer le comportement longitudinal de la contrainte-déformation du béton confiné à celui prédit par leur modèle précédent. 31 spécimens circulaires, carrés et

rectangulaires, avec différents arrangements de renforcement ont été chargés concentriquement.

Il a été conclu que :

- Le paramètre le plus important affectant la forme de la courbe contrainte-déformation du béton confiné pour toutes les formes de section était la quantité de renfort transversal. Lorsque le taux d'armature transversal augmente, la résistance développée augmente, la pente de la portion qui est descendante est diminuée (par exemple, elle s'aplatit) et la déformation longitudinale à la rupture est augmentée.
- l'influence de la configuration des armatures transversales peut être prédite par le coefficient  $K_e$ , qui est le coefficient de confinement effectif. La configuration de l'armature transversale avait grand effet, avec  $K_e$  variant dans la plage de 0,89 à 1,0 pour les colonnes circulaires. Aussi, la seule signification de la configuration de l'armature longitudinale est par son effet sur  $K_e$ .
- le modèle de contrainte-déformation analytique proposé par les auteurs et décrit dans le document d'accompagnement a été déterminé pour donner une bonne prédiction du comportement pour les colonnes circulaires, carrées et rectangulaires avec différentes configurations de renfort.

#### 2.4.1.2 Scott et al.

[Scott et al., 1982] ont mené un programme expérimental pour étudier le comportement de courtes colonnes en béton. 25 spécimens contenant 8 à 12 barres d'acier longitudinales et différents arrangements pour le renforcement transversal (spiraux ou cerceaux) en acier ont été soumis à un chargement concentrique ou excentrique. Tous les spécimens de test étaient carrés avec 450 mm de côté et 1200 mm de haut. Un autre paramètre important était le taux de chargement.

Ils ont conclu que:

- Le taux de déformation longitudinale influence à la fois le pic de contrainte et la pente de la branche descendante de la courbe contrainte-déformation. Pour un taux élevé de déformation dans ces tests (0.0167/s), le pic de contrainte et la pente de la branche descendante ont été augmentés d'environ 25 % par rapport à ceux dont la vitesse de déformation était faible (0,0000033 mm/mm/sec);
- une augmentation du taux d'armature transversal augmente la contrainte dans le noyau de béton, et une diminution de la pente de la branche descendante de la courbe contrainte-déformation. Une augmentation de l'espacement, tout en conservant un rapport volumique constant de renfort transversal par l'utilisation de barres plus grosses, tendait à réduire l'efficacité du confinement en béton.

#### 2.4.1.3 Sheikh et Tuklucu

[Sheikh et Toklucu, 1993] ont mené un programme expérimental visant à évaluer les effets des différentes variables, telles que la quantité d'armatures, l'espacement des spirales et la taille des spécimens, sur le comportement du béton confiné et d'évaluer les exigences de l'ACI 318-89 par rapport aux exigences minimales. Un total de 27 échantillons constitués de neuf spécimens par diamètre (14 po. (356 mm), 10 po. (254 mm) et 8 po. (203 mm) renforcés avec des spirales ou des cerceaux ont été testés sous compression concentrique. La hauteur de chaque échantillon était quatre fois son diamètre.

Ils ont conclu que:

- La résistance et la ductilité du béton confiné augmentent avec une quantité d'acier latéral plus élevée : l'amélioration de la résistance étant beaucoup moins sensible que la ductilité.
- La limite de 80 mm (3 po.) sur l'espacement apparaît inutilement restrictive pour les grandes colonnes.

- Les colonnes composées de cinq barres longitudinales avec un confinement approprié se comportent d'une manière ductile. L'exigence d'un minimum de six barres apparaît inutile et difficile à satisfaire dans les petites colonnes.
- Les colonnes avec  $\rho_s$  et  $s/D$  similaires se sont comportées de la même façon, quelle que soit leur taille. Les cerceaux et les spirales n'apportent pas de différences significatives entre les deux types de renfort transversal.
- Pour les colonnes bien confinées, l'acier avec un renfort en spirale a brisé lorsque le béton a atteint la contrainte maximale. L'augmentation de la résistance du béton à cause du confinement a été observée comme étant comprise entre 2,1 et 4,0 fois la pression latérale.

## 2.4.2 Chargement concentrique avec de l'armature en PRF

### 2.4.2.1 Mohamed et al.

[Mohamed et al., 2014] ont mené un programme expérimental pour évaluer la performance des colonnes en béton armé avec des barres de PRF et confinées avec des cerceaux et des spirales en PRF sous chargement axial. 14 colonnes circulaires avec 300 mm de diamètre et 1500 mm de hauteur ont été testées sous une charge concentrique. Six d'entre elles ont été renforcées avec 8 No. 5 avec des barres de PRFV, six autres ont été renforcées avec 12 No. 5 avec des barres de PRFC, tandis que deux colonnes ont été renforcées avec de l'acier 6 No.15 et utilisées comme référence. Les variables de contrôle étaient la configuration du renfort transversal (spirales ou cerceaux), la longueur de chevauchement des cerceaux, le taux d'armature transversal et le type de renfort en PRF (verre et carbone). La Figure 2-4 présente les détails de ce test.

D'une part, il a été conclu que:

- Les colonnes renforcées avec des PRFV et de PRFC se sont comportées de manière similaire aux colonnes d'acier RC et ont présenté un comportement linéaire charge-déformation dans la partie ascendante jusqu'à 85% de leurs charges de pointe;

- l'utilisation de spirales et cerceaux en PRF comme renfort latéral, conformément aux limitations CSA S806-12, limite efficacement le noyau de béton dans les étapes post-pic;
- les cerceaux et les spirales sont semblables pour le confinement;
- les résultats des tests ont indiqué que l'utilisation d'une longueur de chevauchement égale à 20 fois le diamètre des anneaux est suffisante pour éviter le glissement; &
- l'équation de conception a été modifiée pour prévoir la capacité nominale du GFRP et CFRP colonnes RC. Le but étant de limiter la contrainte de compression des barres de PRFC et de PRFV à 0,002 pour fournir des prévisions précises de la capacité nominale des colonnes RC testées.

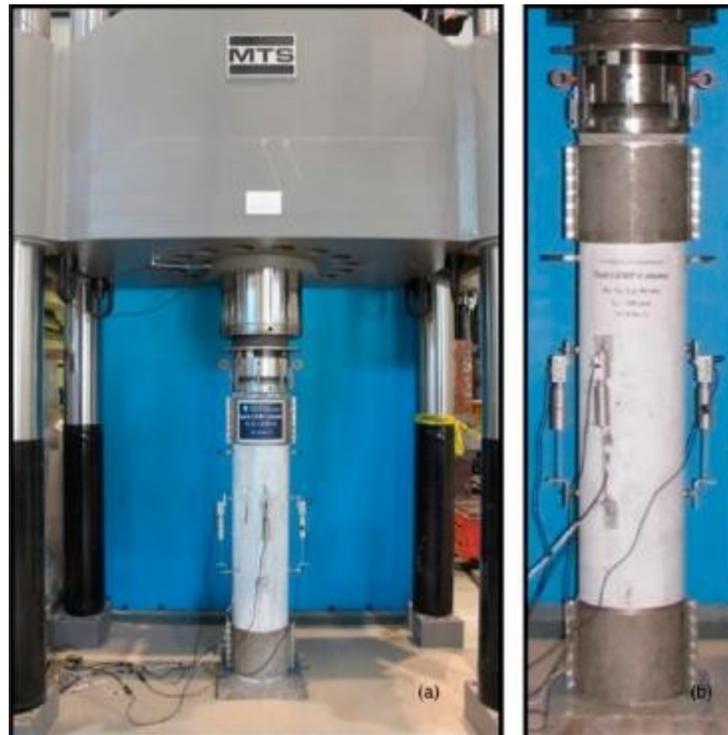


Figure 2-4 : Montage expérimental [Mohamed et al, 2014]

Les mêmes auteurs ont mené un autre programme expérimental [Afifi et al., 2014b]. 11 colonnes circulaires en béton à grande échelle ont été testées sous une charge concentrique. Neuf d'entre elles ont été renforcées avec des CFRP et des PRFV avec un nombre variable de barres verticales No.5 (6, 10 et 14). Pour les deux autres, l'une a été renforcée avec de l'acier 6

M15 et la dernière était non armée. Les objectifs de l'étude étaient d'enquêter sur le comportement axial et d'estimer la résistance de ces colonnes. Les figures suivantes (Figure 2-5 et Figure 2-6) montrent une vue en gros plan de la zone de test.

Il a été conclu que :

- Les barres de PRFC peuvent développer jusqu'à 0,75% de déformation en compression, ce qui confirme que les barres de PRFC ont été efficaces dans la résistance à la compression, même après que l'enrobage soit devenu inefficace. Les barres de PRFC ont contribué en moyenne jusqu'à 13% de la capacité de la colonne, ce qui est assez proche de la contribution de l'acier (16%);
- la ductilité et l'efficacité du confinement du noyau de béton peuvent être améliorées en utilisant des spirales de plus petite taille en PRFC avec un espacement plus étroit que par l'utilisation de spirales de plus grand diamètre avec un plus grand espacement;
- on peut utiliser un facteur de 0,25 de réduction pour tenir compte de la réduction de la résistance à la compression des barres PRFC en fonction de leur résistance à la traction;
- la quantité et la distribution de longitudinale de PRFV affectent significativement la ductilité, avec un léger gain de résistance. La charge moyenne portée par les barres longitudinales de PRFV varie entre 5% et 10% de la charge maximale; &
- on peut utiliser un facteur de 0,35 de réduction pour tenir compte de la réduction de la résistance à la compression des barres PRFC en fonction de leur résistance à la traction.

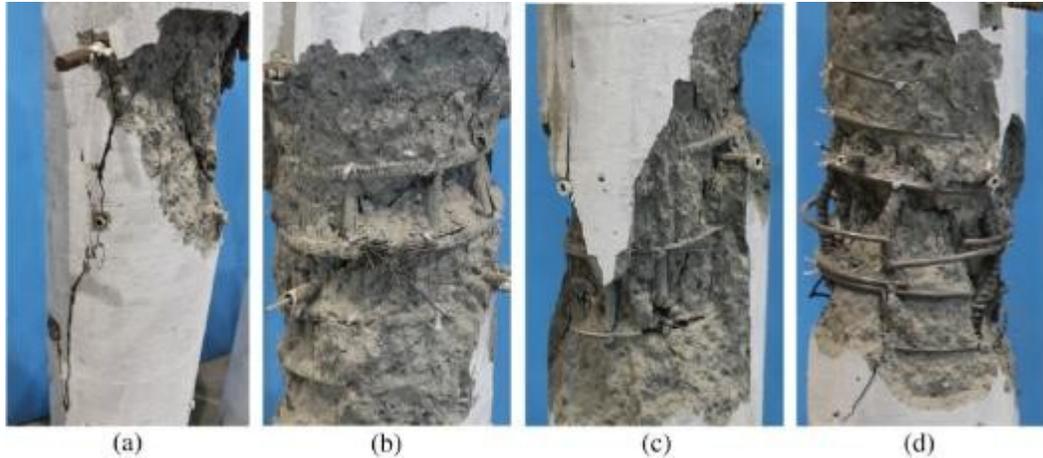


Figure 2-5 : Vue rapprochée dans la rupture : [Afifi et al., 2014b]

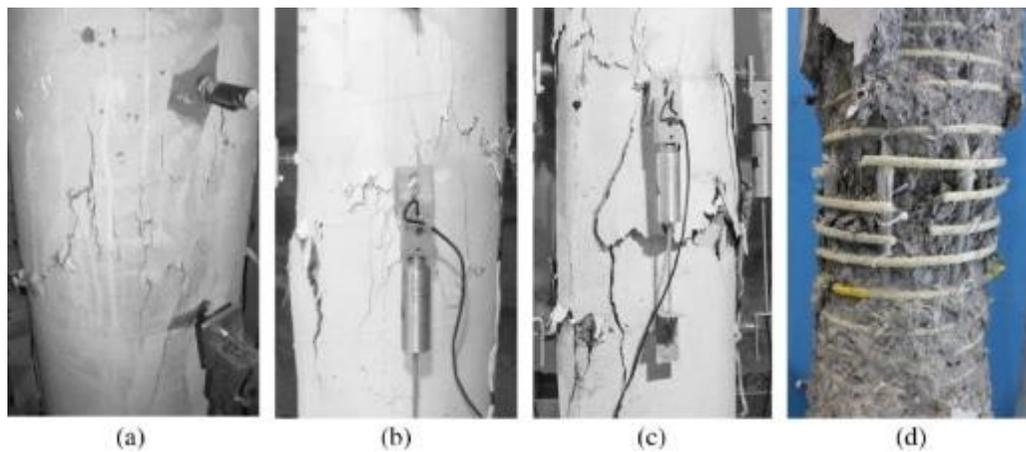


Figure 2-6 : Apparition de la fissuration et rupture [Afifi et al., 2014A]

#### 2.4.2.2 Pantelides et al.

[Pantelides et al., 2013] ont mené un programme expérimental pour évaluer le confinement dû aux spirales en PRFC dans les colonnes circulaires en béton. Étant donné que les spirales de PRFC sont résistantes à la corrosion contre le chlorure, la possibilité de remplacer les spirales d'acier avec des spirales de PRFV a été explorée pour déterminer si cela réduirait la corrosion des barres d'acier verticales dans les colonnes hybrides. Les auteurs ont étudié le comportement en charge axiale de 10 colonnes en béton armé. Six des colonnes de 254 mm de diamètre ont été confinées avec une spirale de PRFC et quatre ont été confinées avec une spirale en acier. La Figure 2-7 montre les détails de spécimens.

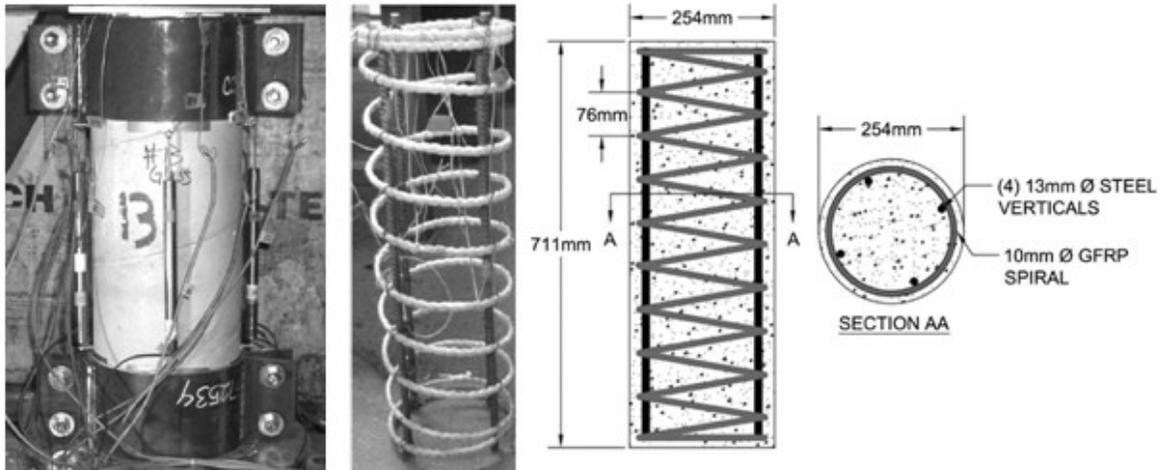


Figure 2-7 : [Pantelides et al, 2013] Détails des spécimens

Les conclusions suivantes en ont été tirées:

- Les colonnes hybrides de référence et celles complètement en PRFV ont atteint 87 et 84% respectivement de la capacité de charge axiale de la colonne complètement en acier;
- Le mode de rupture de toutes les colonnes en acier s'est rompu par flambage des barres d'acier verticales. Les colonnes en acier qui ont corrodé avaient un mode de rupture débutant par une défaillance des spires suivi d'un flambement des barres d'acier verticales. Le mode de rupture des colonnes complètement en PRFV a été le flambage et la rupture à la compression des barres verticales et la rupture des spirales; &
- La plupart de la corrosion que les auteurs ont observée dans les colonnes tout en acier s'est produit dans la spirale. Cette situation est préoccupante parce que lorsque la spirale est corrodée, la colonne perd son confinement et elle peut briser fragilement. Les colonnes hybrides qui ont été affectées quand même par la corrosion ont obtenu une même charge axiale en capacité par rapport à celles tout acier corrodé et les colonnes hybrides de référence. Les colonnes hybrides corrodées présentent une ductilité qui est égale ou supérieure à celle des colonnes en acier corrodées. En outre, certains hybrides et tout en PRFV présentaient une ductilité qui était plus grande que les colonnes de contrôle toutes en acier.

#### 2.4.2.3 Tobbi et al.

[Tobbi et al., 2014] ont mené un programme expérimental visant à développer un modèle de résistance des colonnes en béton armé avec des barres de PRF et confinées avec des cerceaux de PRF sous charge axiale. 23 colonnes de dimension 350 mm de largeur et 1400 mm de haut ont été testés sous une charge concentrique. 21 colonnes sont renforcées avec des barres de PRF et les autres sont utilisées comme référence et sont en acier. Les variables de contrôle sont : la configuration du renfort transversal, l'espacement de celui-ci (60, 67, 80 ou 120 mm), son diamètre ( $n^{\circ} 3$  ou  $n^{\circ} 4$ ), le taux d'armature longitudinal (1,9, 1,6, 1,0 et 0,8%), et le type de renfort (verre et carbone).

Il a été conclu que:

- La déformation axiale ultime des colonnes renforcées longitudinalement avec des PRF était plus basse que celles renforcées d'acier;
- un modèle de résistance pour prédire la résistance du béton confiné a été proposé; &
- la contribution des PRF pour l'armature longitudinale dans les colonnes de béton soumises à une charge axiale pourrait être quantifiée.

Les mêmes auteurs ont effectué un autre programme expérimental [Tobbi et al., 2012] pour estimer l'effet des barres de PRF comme armature longitudinale et latérale sur la réponse de la colonne de béton, se concentrant principalement sur sa résistance . Huit spécimens ont été testés: une colonne en béton sans renfort, deux colonnes avec un renfort en acier et cinq colonnes renforcées de PRFV. Toutes les colonnes avaient le même renforcement longitudinal, c'est-à-dire 1,9% de la superficie de leur section brute.

Il en a été conclu que :

- l'écaillage précoce du recouvrement de béton a entraîné une perte de la capacité axiale avant que tout confinement latéral entre en vigueur. Par la suite, des gains importants dans la résistance, de la ductilité et de la ténacité ont été enregistrés;

- le facteur de réduction de la résistance de 0,85 (le cas pour l'acier) peut être adopté pour les colonnes GFRP renforcées; &
- les barres de PRFV utilisées ont contribué à 10% de la capacité de la colonne, ce qui est assez proche de la contribution de l'acier (12%). Cela prouve que les barres GFRP pourraient être utilisées dans les sections de la compression à condition qu'il y ait confinement adéquat pour éliminer les barres de flambage.

#### 2.4.2.4 De Luca

[De Luca, 2010] a mené un programme expérimental visant à déterminer si le comportement en compression des barres longitudinales (l'impact sur les performances de la colonne) et de comprendre la contribution des PRFV sur confinement du noyau (empêchant du même coup l'instabilité de l'armature longitudinale). Cinq échantillons ont été testés sous une charge axiale: quatre colonnes de PRFV et une colonne de référence en acier. La Figure 2-8 montre le montage expérimental. Tous les échantillons avaient une section carrée de 24 po. (0,61 m) de côté, une longueur de 10,0 pi. (3,0 m), et étaient renforcés avec huit No. 8 (diamètre 25 mm) ( $\rho = 1\%$ ). Les variables de test étaient: l'espacement des étriers (16 ", 12" et 3 ") et le type de surface sur les barres (forme déformée et le revêtement de sable).

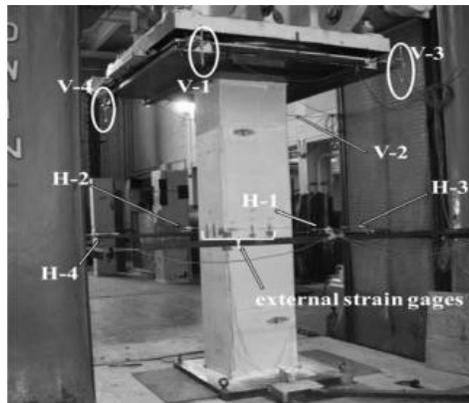


Figure 2-8 : Montage expérimental [Luca, 2010]

De cette recherche, les conclusions suivantes ont été tirées:

- Le comportement des colonnes avec des barres de GFRP est très similaire à celui des colonnes en acier classique. Aucune différence notable n'a été observée en termes de capacité de pointe;
- la contribution des barres de PRFV sur la capacité de la colonne est inférieure à 5% de la charge maximale, ce qui est nettement inférieur à celle d'environ 12% des barres en acier;
- l'espacement de 3 po. (76,2 mm) des étriers de PRFV ne contribuent pas à augmenter la capacité maximale, mais ont une forte influence sur le mode de rupture en retardant le flambement des barres longitudinales, l'initiation et la propagation des fissures et la rupture du noyau;
- la différence entre les fabricants de barres de GFRP ne modifie pas les performances lorsque les barres sont de qualité comparable;
- compte tenu du fait que les spécimens de colonnes de PRFV et d'acier ont connu le même comportement en termes de capacité de pointe, le même facteur de réduction de résistance pour la compression pure comme dans le cas de l'acier classique peut être adopté; &
- la conception de l'armature transversale pour les colonnes de PRFV ne peut pas être basée sur les mêmes critères que pour l'acier classique.

#### 2.4.2.5 Lofty Ehab

[Lotfy, 2010] a mené un programme expérimental pour étudier le comportement de R.C. sur des colonnes courtes renforcées par des PRF. Cinq colonnes ont été testées sous une charge axiale : une colonne d'acier et quatre colonnes de PRFV. Tous les spécimens avaient une section carrée de 250 mm de côté, une longueur de 1250 mm, et étaient renforcés avec des taux de renforcement variables. Les variables examinées furent : le taux d'armature longitudinal, le taux d'armature transversal et la résistance du béton. Sur la base des résultats expérimentaux présentés dans cette étude, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- Les colonnes testées avec l'armature d'acier avaient une ductilité beaucoup plus grande que les colonnes de PRFV, alors que la charge ultime, la déformation ultime et les charges de fissuration initiale de la colonne avec l'armature d'acier étaient beaucoup plus élevées; &
- l'augmentation de la résistance du béton avait un effet significatif sur le comportement des colonnes testées, en augmentant la ténacité et la ductilité des colonnes testées.

#### 2.4.2.6 Alsayed et al.

[Alsayed et al., 1999] ont mené un programme expérimental pour étudier l'influence de remplacer le même volume d'acier en PRF. 15 colonnes ont été testées sous une charge axiale: trois d'entre elles étaient non armées et les autres ont été renforcées soit avec de la FRP ou de l'acier. Tous les spécimens avaient une section rectangulaire de 450x250 mm, et une longueur de 1200 mm. Les colonnes renforcées avaient le même rapport de renfort (1%). Les variables de contrôle étaient: le type de renfort longitudinal (acier ou PRFV) et le type d'étrier (acier ou GFRP).

Sur la base des résultats des tests effectués dans cette étude, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- Le remplacement des barres d'acier avec des barres de PRFV dans les colonnes soumises à un chargement monotone concentrique réduit leur capacité d'environ 13%;
- la capacité axiale des colonnes contenant des étriers de PRFV est de 10% inférieure à celles contenant un volume égal des étriers en acier; &
- le type de matériau des étriers (acier contre FRP) a une grande influence sur la partie ascendante de la courbe après le pic de résistance.

### 2.4.3 Chargement excentrique avec de l'armature en acier

#### 2.4.3.1 Samra et al.

[Samra et al., 1996] ont mené des études théoriques pour proposer une modification des équations du code ACI pour le taux d'armature en spirale afin de tenir compte du niveau de

l'excentricité des charges appliquées. Ils ont étudié la ductilité disponible des sections des colonnes en béton armé avec des spirales, avec une gamme de taux d'armature longitudinal et transversal, la résistance du béton et de l'armature, ainsi que différents rapports d'excentricité. La Figure 2-9 affiche une section renforcée de béton avec une charge axiale excentrique.

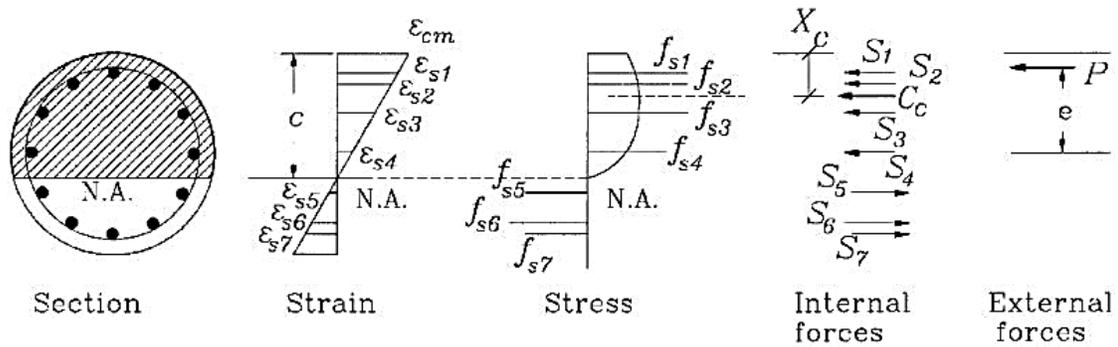


Figure 2-9 : Compatibilité des déformations et forces internes [Samra et al. 1996]

Il est conclu que:

- Les recommandations actuelles de l'ACI pour l'acier transversal sont moins appropriées dans le cas d'une grande excentricité et sont très prudentes pour les colonnes chargées axialement seulement;
- d'après l'équation proposée, plus l'excentricité de la section du rapport de diamètre  $e/D$  augmente, plus l'acier transversal est nécessaire :

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \left( 0,5 + 0,25 \frac{e}{D} \right) \quad (2-14)$$

où  $\rho_s$  est le taux d'armature transversal en acier compris au niveau du noyau de béton confiné,  $A_g$  est la superficie brute de la section,  $A_c$  est la zone du noyau de section au sein du périmètre de l'axe de la spirale,  $f'_c$  est la résistance à la compression des cylindres de 28 jours standard,  $f_{yh}$  est la limite élastique du renfort transversal,  $e$  est l'excentricité à laquelle une charge axiale est appliquée, et  $D$  est un diamètre de la section brute.

### 2.4.3.2 Hognestad

Une étude expérimentale et analytique a été menée par [Hognestad 1952] afin de faire la lumière sur le comportement des colonnes circulaires chargées excentriquement. Dans cette étude, 30 colonnes circulaires avec 12 po de diamètre ont été testées sous chargement concentrique et excentrique. Les paramètres d'essai étaient : la résistance du béton et l'excentricité de la charge. Trois résistances de béton ont été utilisées : 5000 (35), 3500 (24), et 2000 (14) psi (MPa), alors que cinq valeurs d'excentricité ont été appliquées, soit 0, 3, 6, 9 et 15 po. Tous les spécimens étaient renforcés avec 8 bars N ° 7 A305-49 (4,25%). La géométrie des spécimens et le détail des tests sont indiqués aux deux figures suivantes (Figure 2-10 et Figure 2-11).

Les résultats des tests ont montré principalement deux modes de rupture, une rupture en traction et une rupture en compression. La rupture en compression est caractérisée par l'écrasement du béton à la face de compression tandis que les contraintes dans l'armature de tension étaient inférieures à la limite d'élasticité. La rupture en traction, d'autre part, est caractérisée par de grandes déformations et des mouvements considérables de l'axe neutre avant que l'écrasement du béton ait eu lieu. Il a été conclu que:

- La charge ultime des colonnes chargées excentriquement a été atteinte à la rupture de la coque en béton; il n'a pas été développé de deuxième charge maximale;
- après que l'enrobage ait éclaté, toutes les colonnes chargées excentriquement ont développé de très grands déplacements sans diminutions significatives de soutenir la charge, car les spirales ont empêché le flambage de l'armature de compression et l'écrasement du noyau de béton; &
- quelle que soit la valeur de l'excentricité de la charge, les colonnes semblaient posséder une grande ténacité.

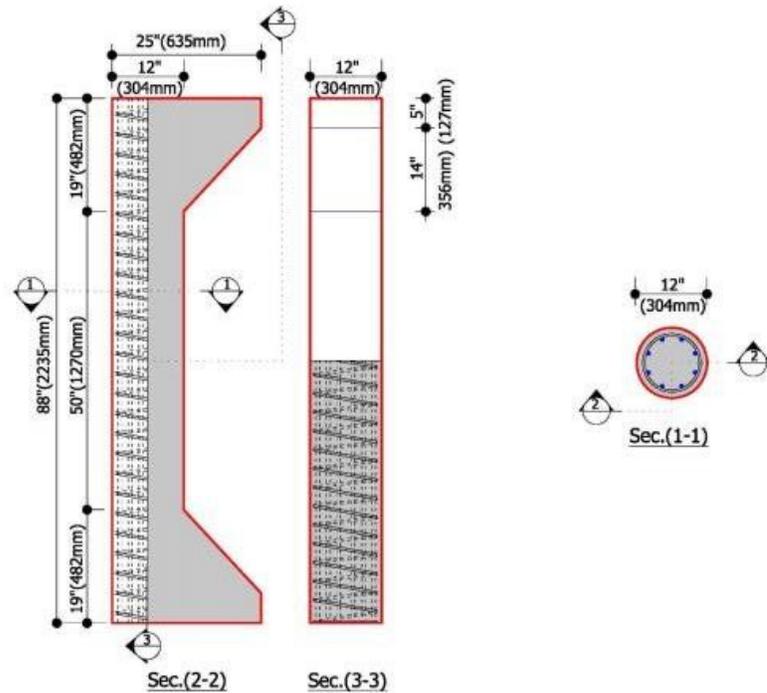


Figure 2-10 : Détail géométrique [Hognestad 1952]

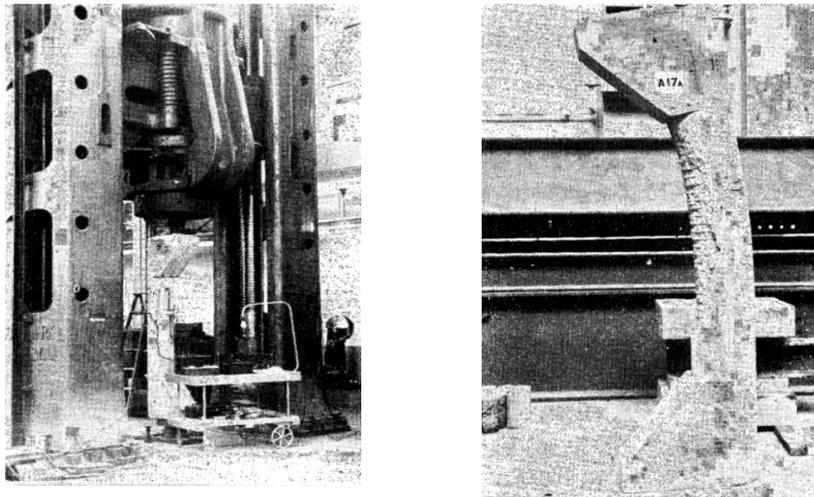


Figure 2-11 : Montage expérimental et colonne après la rupture [Hognestad 1952]

Par la suite [Hognestad 1952] a mené également une étude expérimentale et analytique sur des colonnes rectangulaires similaires aux colonnes circulaires. 90 colonnes carrées de 10 po de côté avec un taux d'armature variant entre 1,49 à 4,8 % ont été testées sous chargement

concentrique et excentrique. Les paramètres d'essai furent : la résistance du béton et l'excentricité de la charge. Trois résistances de béton ont été utilisées : 5000 (35), 3500 (24), et 2000 (14) psi (MPa), alors que cinq valeurs d'excentricité ont été appliquées, soit 0, 2,5, 5, 7,5 et 12 pouces. Les résultats des essais sont les mêmes que pour les colonnes circulaires.

#### 2.4.4 Chargement excentrique avec de l'armature en PRF

##### 2.4.4.1 Jawaheri et Nanni

[Jawaheri et Nanni, 2013] ont montré qu'il est possible de développer une méthodologie pour la conception des colonnes en béton à section rectangulaire ou circulaire en utilisant des barres longitudinales et transversales en PRFV.

Il a été conclu que:

- Le développement du diagramme d'interaction est réalisé en supposant que les barres de PRF travaillent seulement en traction. Alors, ils suggèrent de limiter la déformation de conception maximale des barres de PRFV à 0,01 pour éviter des déflexions exagérées; &
- ils ont proposé des facteurs de modification de la rigidité en flexion des sections en béton armé de PRFV qui sont basés sur le module d'élasticité. Les recommandations de conception proposées dans ce présent document sont applicables seulement aux structures dans les zones non sismiques et peuvent être applicables uniquement aux bâtiments de taille et de hauteur limitées.

##### 2.4.4.2 Xue W. et al.

[XUE et al., 2014] ont mené un programme expérimental pour étudier le comportement des colonnes de PRFV sous chargement excentrique statique. Sept colonnes carrées de 300 mm de largeur ont été testées. Les variables de test incluaient trois excentricités, soit 60, 150 et 300mm. Également, trois élancements ont été regardés : 8, 10 et 12. Enfin, il a été étudié trois taux de renforcement longitudinal : 0,45%, 0,67% et 1,27%. La Figure 2-12 montre les détails des spécimens. Les points suivants ont été conclus:

- Toutes les colonnes ont atteint le même mode de rupture. Ces ruptures ont été caractérisées par l'écrasement et l'écaillage du béton dans la région de compression sur la section à mi-hauteur;
- les barres d'armature longitudinales de PRFV en compression ont été déversées, tandis que les barres d'armature longitudinales en traction de PRFV ne se sont pas rompues;
- &
- l'augmentation de l'excentricité ou de l'élançement augmente la déflexion au centre de la section et diminue la capacité ultime. C'est le même constat avec une diminution du taux d'armature longitudinale.

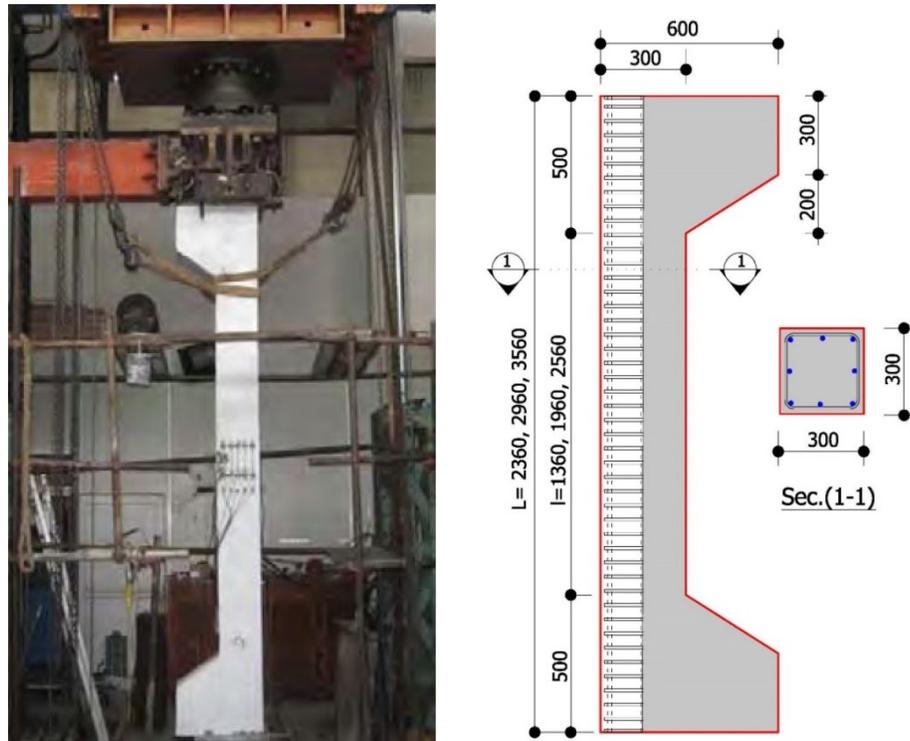


Figure 2-12 : [XUE et al, 2014] Détails des spécimens

#### 2.4.4.3 Issa M. et al.

[Issa et al., 2012] ont mené un programme expérimental pour étudier le comportement des colonnes renforcées avec des barres de PRFV et d'acier lorsqu'elles sont soumises à des charges axiales excentriques. Six colonnes carrées de 150 mm de largeur ont été testées, dont quatre étaient renforcées avec 4 bars 12M en PRFV. Les variables de test comprenaient deux résistances de béton (24 et 38 MPa) et deux espacements d'étrier (80 et 130 mm). Par ailleurs, deux excentricités (25 ou 50 mm) ont été utilisées. Les résultats ont montré que:

- Les colonnes en acier se déforment moins que celles en PRFV.
- L'espacement des étriers n'a eu aucun effet notable sur la déflexion latérale.

#### 2.4.4.4 Tikka et al.

[Tikka et al., 2010] ont mené un programme expérimental pour étudier le comportement des colonnes élancées avec chargement excentrique, lesquelles colonnes étaient renforcées longitudinalement par des barres de PRFV et transversalement avec des spirales en PRFC. Huit colonnes carrées de 150 mm de large et de 1800 mm de hauteur ont été testées. Les variables de test étaient : le taux d'armature et le type de PRFV des barres. Deux taux de renforcement furent étudiés, soit 2,3% et 3,4%. En outre, deux types de barres étaient fournis par des fabricants. La Figure 2-13 montre les échantillons et le détail des essais. Les résultats ont montré que:

- Les courbes charge-déflexion montrent que les colonnes en PRFV fournissent une quantité raisonnable de ductilité et fourniraient un avertissement suffisant avant la rupture;
- la contribution des barres longitudinales en PRFV ne fournirait pas le même degré de résistance que les barres en acier; &
- la résistance des colonnes en béton armé avec des barres de PRFV calculée avec la même méthode que les normes CAN/CSA A23.3-04 et la CAN/CSA S806-12 (méthode par section) fournirait une prédiction conservatrice.

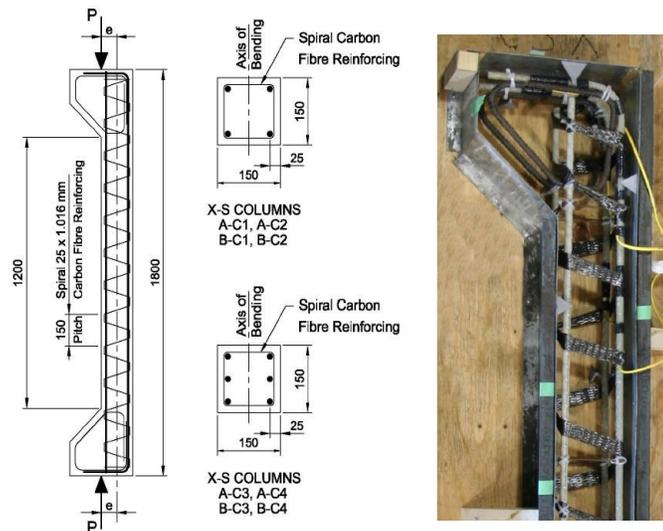


Figure 2-13 : [Tikka et al, 2010] Détail des spécimens

#### 2.4.4.5 Choo C.C. et al.

[Choo et al., 2006b] ont mené une étude analytique importante afin d'étudier le comportement des colonnes renforcées avec des barres longitudinales en PRF. Différents types de PRF ont été inclus dans l'étude en comparaison avec l'armature en acier. Les effets d'élançement des colonnes ont été également examinés à l'aide d'une technique d'intégration numérique. Sur la base de ces résultats analytiques, ce qui suit peut être conclu:

- Contrairement aux sections avec de l'acier, il n'y aurait pas de point balancé pour les taux d'armature suggéré par la norme ACI 318-05 [entre 1 et 8 %];
- dans certains cas, il peut y avoir la rupture en traction dans une zone où ce n'est pas la flexion pure. Cette rupture est classée comme une rupture fragile en traction. Les résultats indiquent que les limites du taux de renforcement ACI 318-05 peuvent ne pas être suffisantes pour une utilisation dans des colonnes en béton armé avec des barres de PRF si la rupture fragile en tension est à éviter; &
- ignorer la contribution de PRF dans la zone de compression peut être conservateur.

#### 2.4.4.6 Paramanatham

[Paramanatham, 1993] a effectué un programme expérimental et une analyse théorique pour étudier le comportement des colonnes en béton armé avec des barres et des étriers en PRF. 17 colonnes renforcées de PRF ont été préparées et testées, deux ont été testées sous une charge axiale concentrique tandis que les autres ont été testées sous une charge axiale excentrique. Tous les spécimens avaient une section carrée de 200 mm de côté et une longueur de 1800 mm. Le renforcement a été choisi pour remplir à la fois les exigences maximales pour la norme ACI du bâtiment, c'est-à-dire que 4 bars No. 5 (2%) ont été utilisés au minimum et l'excentricité fut maintenue constante, soit de 300 mm. Les figures suivantes (Figure 2-14 et Figure 2-15) montrent respectivement la géométrie et le montage expérimental.

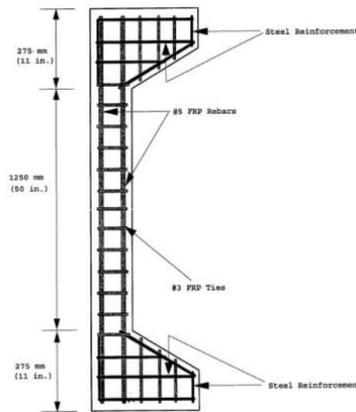


Figure 2-14 : Détail des spécimens [Paramanatham, 1993]

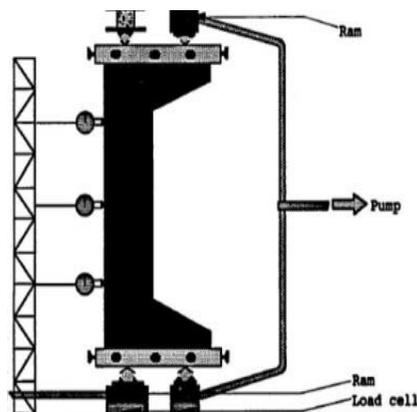


Figure 2-15 : Schématisation du montage expérimental [Paramanatham, 1993]

En outre, des diagrammes d'interactifs théoriques ont été construits pour ces colonnes avec différentes techniques. Tout d'abord, les nouvelles équations développées sont similaires à celles proposées par les codes de l'ACI du bâtiment comme pour le renforcement en acier. Deuxièmement, la compatibilité des déformations a été utilisée. La figure 2.17 représente les diagrammes interactifs théoriques.

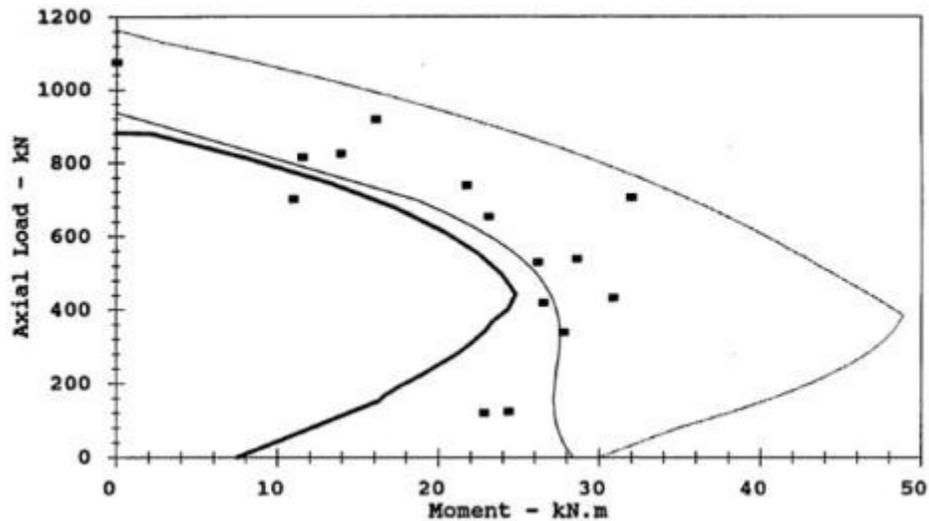


Figure 2-16 : Courbe d'interaction théorique et expérimentale [Paramanatham, 1993]

Sur la base des résultats des tests décrits ici, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- Dans les colonnes chargées axialement (compression pure), à la rupture, une contrainte de compression équivalente à 0,003 va se développer dans les armatures en PRF. Cette contrainte ne représente que 20% à 30% de la résistance à la rupture des barres d'armature; &
- la partie en compression du diagramme interactif est similaire à la partie de compression du diagramme interactif en acier. Cependant, les parties en traction de ces diagrammes sont différentes.

#### 2.4.4.7 Hadhood et al.

Hadhood et al. (Hadhood et al., 2015, 2016a, b, 2017a, b, c et d) ont conduit des essais en laboratoire sur plus d'une cinquantaine de colonnes circulaires, avec un béton normal et un

béton à haute performance avec un renforcement en PRFV et en PRFC. Cette étude comportait plusieurs paramètres : le type de PRF (PRFV et PRFC), le type de renforcement transversal (cerceaux versus spirales), la longueur de chevauchement des cerceaux, la résistance du béton en compression, l'excentricité et le taux d'armature transversal et longitudinal. En voici les principales conclusions:

1. La forme du diagramme P-M pour les PRF s'apparente à celle de l'acier, en forme de 'genou';
2. le comportement est similaire à celui de l'armature en acier et les capacités sont sensiblement les mêmes;
3. pour les petites excentricités ( $e/D = 8,2$  et  $16,4$  %), le mode de rupture primaire est l'écrasement du béton sans fissuration importante sur la face en tension (fragile) – pour les grandes excentricités ( $e/D = 32,8$  et  $65,6$  %), il y a développement excessif de fissuration sur la face en tension jusqu'à la rupture en compression du béton (semi-fragile);
4. aucune barre de PRF n'a atteint la rupture en traction;
5. les diagrammes d'interaction théorique sont conservateurs par rapport aux résultats expérimentaux;
6. il y a eu une révision complète des facteurs  $\alpha_1$  et  $\beta_1$  pour la norme canadienne et la norme américaine; &
7. une limite de 1 % d'armature longitudinale au minimum est recommandée pour éviter toute possibilité de rupture en traction des barres de PRF.

## 2.5 Comportement des colonnes avec un béton à haute résistance

### 2.5.1 Chargement concentrique

#### 2.5.1.1 Marvel et Hindi

[Marvel et Hindi, 2012] ont mené un programme expérimental pour étudier le comportement des colonnes en béton de haute résistance renforcées et confinées en utilisant une nouvelle technique de confinement en spirale croisée. La nouvelle technique de confinement en spirale

croisée utilise deux spirales opposées pour confiner des colonnes en béton circulaires améliorant leur résistance et la ductilité, et d'augmenter l'espacement en spirale pour faciliter l'écoulement du béton frais. 21 colonnes circulaires en béton armé avec quatre valeurs d'espacement des spirales différentes et des rapports de renforcement longitudinaux ont été testées sous charge axiale monotonique. Sept spécimens ont utilisé le confinement en spirale unique classique, utilisé comme échantillons de contrôle, alors que les échantillons restants ont utilisé le nouvel arrangement en spirale croisée. La Figure 2-17 montre les détails de spécimens et la configuration de test.

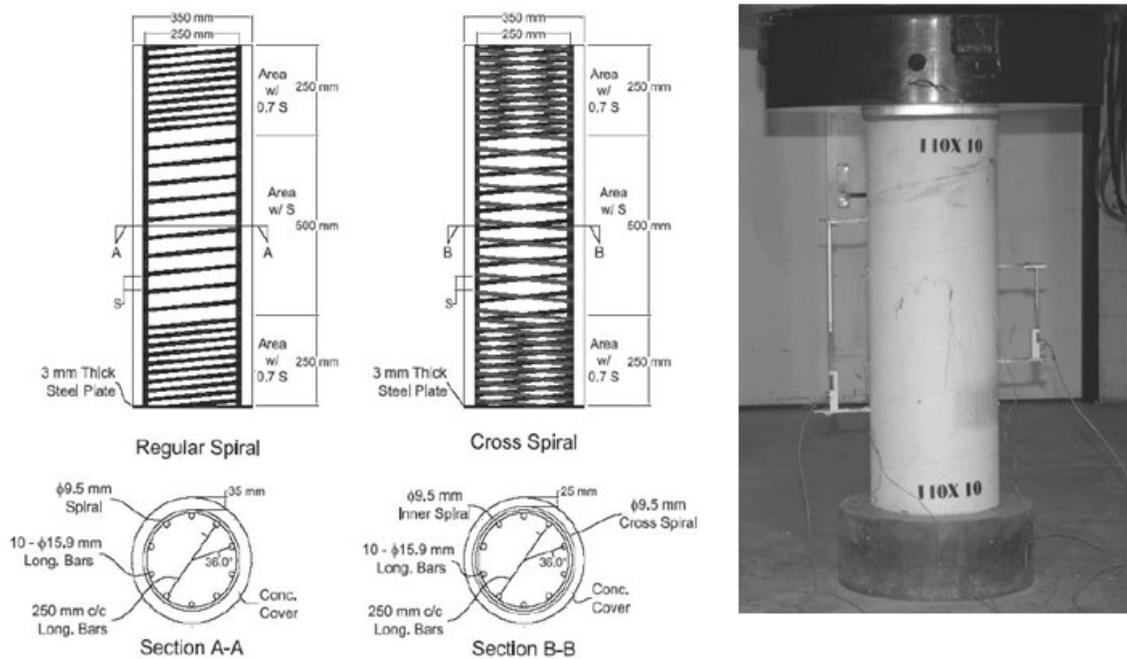


Figure 2-17 : Détail d'armature et montage expérimental [Marvel et Hindi, 2012]

Les variables d'essai pour ce programme sont les suivantes: l'espacement en spirale (40 à 120 mm), la configuration en spirale (simple ou en croisé) et le taux de renforcement longitudinal (1,6% à 2,8%). À partir des résultats expérimentaux, plusieurs conclusions ont été tirées:

- Toutes les colonnes ont atteint la rupture de la même manière, et dans l'ordre suivant : effritement du béton d'enrobage, puis rupture des spirales de confinement, suivi du déversement latéral des barres longitudinales et, enfin, écrasement du noyau de béton;

- les colonnes confinées avec des spirales croisées ayant des taux d'armature de confinement volumétrique similaire à la spirale unique classique ont eu des résistances ultimes similaires. Ces colonnes ont eu une déformation à la rupture supérieure et une augmentation de la ductilité lors des essais;
- les colonnes confinées avec des spirales croisées avec deux fois l'acier d'armature de confinement volumétrique ont montré une amélioration significative de la force et les capacités de déformation ultimes;
- la technique de la spirale croisée pour le confinement peut être utilisée pour augmenter la résistance et la ductilité de la colonne ou pour augmenter la constructibilité de colonnes; &
- les colonnes avec spirales croisées avec deux fois l'espacement des colonnes classiques en spirale simple peuvent réduire la congestion dans les sections fortement renforcées, et ce, sans abaisser la force ou la ductilité des colonnes.

#### 2.5.1.2 Kim

[Kim 2007] a mené une phase expérimentale dans son programme afin d'enquêter sur le comportement des colonnes en béton de haute résistance. Un total de 32 colonnes rectangulaires et de 24 colonnes circulaires ont été soumises à un chargement concentrique ou excentrique. La recherche propose une nouvelle relation contrainte-déformation du béton à haute résistance confiné avec des renforts en spirale.

Quinze colonnes circulaires sur les 24 colonnes avaient 305 mm (12 po.) de diamètre de (?) et étaient de 1 016 mm (40 po.) de haut. La taille des neuf colonnes restantes était de 230 mm (9 po.) de diamètre et de 914 mm (36 po.) de haut. Toutes les colonnes circulaires contenaient six barres d'acier longitudinal et étaient renforcées transversalement avec des spirales # 3 ou # 4. Toutes les colonnes circulaires ont été testées sous une charge concentrique. Les principales variables utilisées dans cette étude étaient les suivants: la résistance du béton (54 MPa à 110 MPa), les taux de renforcement longitudinaux (1% à 4%), l'espacement des spires (40 et 60 mm) et le rapport volumétrique (1,44% à 7,27%).

Les conclusions suivantes peuvent être tirées sur la base de cette recherche expérimentale et de l'analyse rapportée dans cette étude:

- Les colonnes de béton sous chargement concentrique présentent un comportement extrêmement fragile pour un taux d'armature transversale peut élevé puisqu'elles ne fournissent pas une pression latérale adéquate. Ceci est plus prononcé pour les colonnes avec une plus grande résistance du béton.
- La ductilité des colonnes diminue avec l'augmentation de la résistance du béton et de la quantité d'armatures transversale, qui est un facteur majeur affectant la ductilité des colonnes;
- la pente de la région descendante de la relation contrainte-déformation est plus forte pour les colonnes avec une augmentation de la résistance du béton ou un rapport volumétrique inférieur pour le renforcement transversal;
- les colonnes circulaires avec des spirales sont plus efficaces pour confiner le béton que les cadres. Les colonnes confinées avec des spirales circulaires présentent une résistance améliorée et une plus grande ductilité par rapport aux colonnes rectangulaires confinées avec le même rapport volumétrique que les cadres;
- un nouveau modèle de relation contrainte-déformation du béton confiné à haute résistance par un renforcement en spirale est proposé. Le modèle montre de bonnes corrélations avec la relation contrainte-déformation établie expérimentalement; &
- la contrainte de compression ultime de 0,003 spécifiée par les spécifications LRFD actuelles ou ACI 318 est appropriée pour l'analyse de haute résistance en béton armé jusqu'à 124 MPa.

#### 2.5.1.3 Sharma et al.

[Sharma et al., 2005] ont mené un programme expérimental pour étudier le comportement de colonnes courtes en béton confinées par des spirales circulaires et des cadres. Un total de 44 colonnes de béton, de 600 mm de longueur, ont été testées sous compression concentrique. Le tout comprenait 18 spécimens carrés de 150 mm par côté et 18 spécimens avec des spirales de 150 mm de diamètre. Les 8 colonnes restantes se distribuaient en 4 sections carrées et 4

sections circulaires sans renforcement interne pour établir les propriétés du béton non confiné et, partant, pour obtenir la comparaison de la résistance du béton avec un vérin standard résistant à la compression. Les variables de test incluaient le rapport volumétrique (2,2% à 5,62%), l'espacement (30 à 75 mm), le taux d'armature longitudinal (1,7% à 3,84%), la configuration latérale en acier, la forme de section et, enfin, la résistance à la compression du béton (62-83 MPa).

La Figure 2-18 illustre les comparaisons des courbes expérimentales et prévues de contrainte-déformation de quelques échantillons représentatifs seulement. Les comparaisons pour les colonnes circulaires indiquent que [Razvi et Saatcioglu 1999] et [Li et al., 1994] les modèles surestiment systématiquement le comportement de test réel, tandis que [Bjerkeli et al., 1990b] sous-estime les courbes d'essai. Le modèle de [Légeron et Paultre, 2003] suit de près les courbes de contrainte-déformation expérimentale bien qu'avec une légère surestimation pour la plupart des spécimens circulaires.

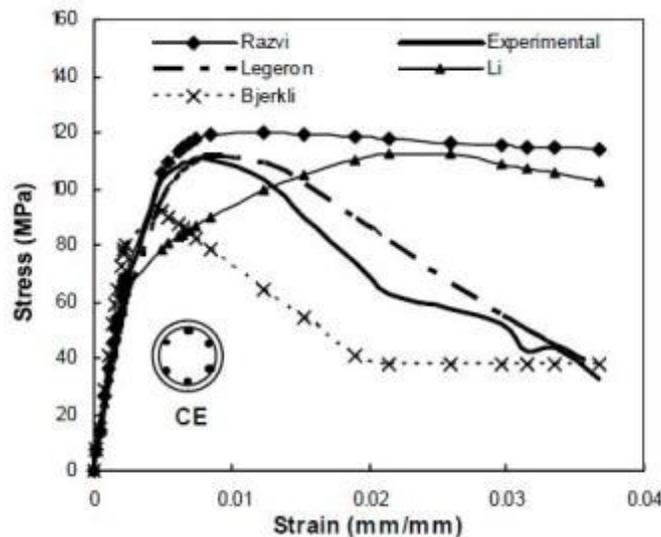


Figure 2-18 : [Sharma et al, 2005] Comparaison des modèles de confinement avec les résultats expérimentaux

Les conclusions suivantes peuvent être avancées sur la base de cette étude :

- Les colonnes en béton montrent un comportement fragile à moins que les colonnes soient confinées avec un renfort latéral suffisant qui peut fournir une pression latérale suffisamment élevée de confinement. Une baisse constante de la résistance et de la déformabilité des colonnes est observée avec l'augmentation de la résistance du béton. Par conséquent, un plus grand degré de confinement est nécessaire pour les colonnes en béton ayant une résistance supérieure à celle dans une colonne basse résistance du béton pour obtenir des avantages similaires;
- parmi les variables d'essai étudiées, le rapport volumétrique de l'acier et de l'espacement latéral a un effet plus prononcé sur le comportement des colonnes confinées;
- la ductilité des colonnes est révélée dépendante de l'indice  $k_e s f_{yh} / f'_c$ , qui est un facteur caractérisant l'efficacité effective du confinement. Il est conclu que pour les régions de sismicité modérée, les régions de la rotule plastique des colonnes en béton devraient avoir l'indice de confinement effectif de plus de 0,136 pour obtenir une ductilité adéquate; &
- une étude comparative a été menée pour évaluer les capacités des différents modèles de confinement de haute résistance des colonnes en béton pour prédire le comportement expérimental réel. L'étude a révélé que presque tous les modèles sont capables d'estimer correctement la partie ascendante de la courbe contrainte-déformation. Mais, il existe de grandes variations dans la prédiction de la partie post-pic des courbes contrainte-déformation, avec quelques modèles sous-estimant et quelques surestimant le comportement de test sauf le modèle de [Légeron et Paultre, 2003], qui systématiquement prédit les résultats expérimentaux avec le moins de divergence. Par conséquent, la présente étude conclut que le modèle de [Légeron et Paultre, 2003] peut être utilisé pour prédire analytiquement la réponse uniaxiale de haute résistance des colonnes en béton avec un degré raisonnable de précision.

## 2.5.1.4 Foster et al.

[Foster et al., 1998] ont développé un modèle d'éléments finis pour étudier les mécanismes d'écaillage de l'enrobage, en particulier pour les colonnes en béton armé à hautes performances, mais aussi pour les colonnes classiques de résistance normale.

L'écaillage de l'enrobage est simulé en réglant le module d'élasticité de l'enrobage à une faible valeur. Une fois que le tenseur de tension atteint l'interface recouvrement-noyau, il y a écaillage. Ils ont émis l'hypothèse que la pression de confinement sur le noyau se dissipe entre les liens et loin des barres longitudinales avec la pression de confinement complet. La pression de confinement est calculée en supposant que les liens ont cédé et les contraintes sur le noyau sont uniformément réparties. La Figure 2-19 représente un schéma pour le calcul de la pression de confinement dans des sections différentes.

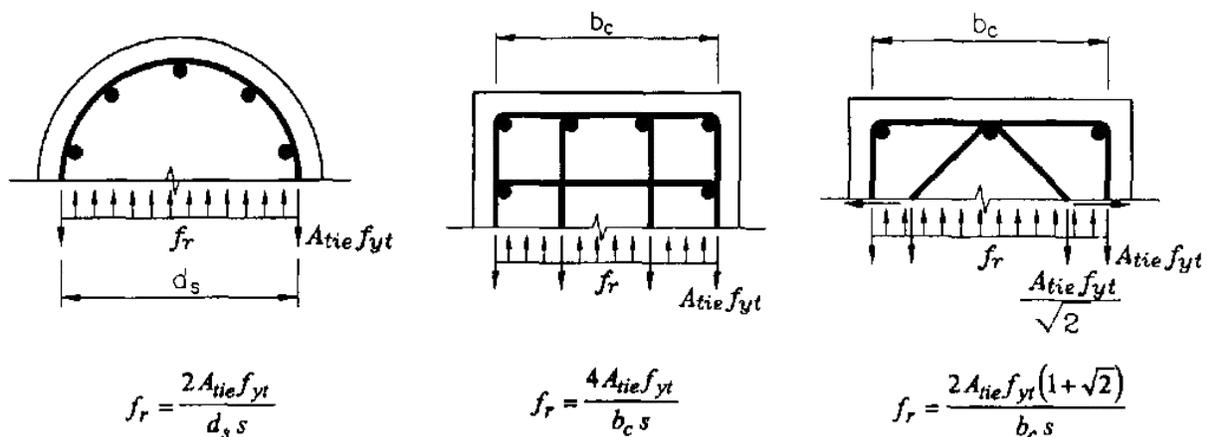


Figure 2-19 : [. Foster et al, 1998] Calcul des pressions de confinement

L'analyse des données expérimentales renforce les conclusions du modèle par éléments finis. Il est recommandé que pour les colonnes renforcées coulées à partir de béton avec des forces de cylindre supérieures à 60 MPa, la charge maximale soit prise comme 0,85 fois la capacité de la section de béton.

### 2.5.1.5 Pessiki et Pieroni

[Pessiki et Pieroni, 1997] ont mené un programme expérimental pour étudier le comportement à grande échelle des colonnes de béton armé à hautes performances avec des spirales soumises à une charge axiale concentrique. Huit spécimens ont été testés dans cette recherche. Toutes les colonnes mesuraient 559 mm (22 in.) de diamètre et de 2 235 mm (88 in.) de haut. L'enrobage était de 38 mm (1,5 po). Deux configurations de renfort longitudinal ont été étudiées. La figure 2.21 montre les deux sections transversales traitées dans cette étude. L'influence de la résistance du béton (34,5 MPa à 69 MPa), le taux d'armature (1,65% et 4,2%) et la taille de l'armature en spirale / espacement sur la résistance et la ductilité des colonnes ont été évalués.

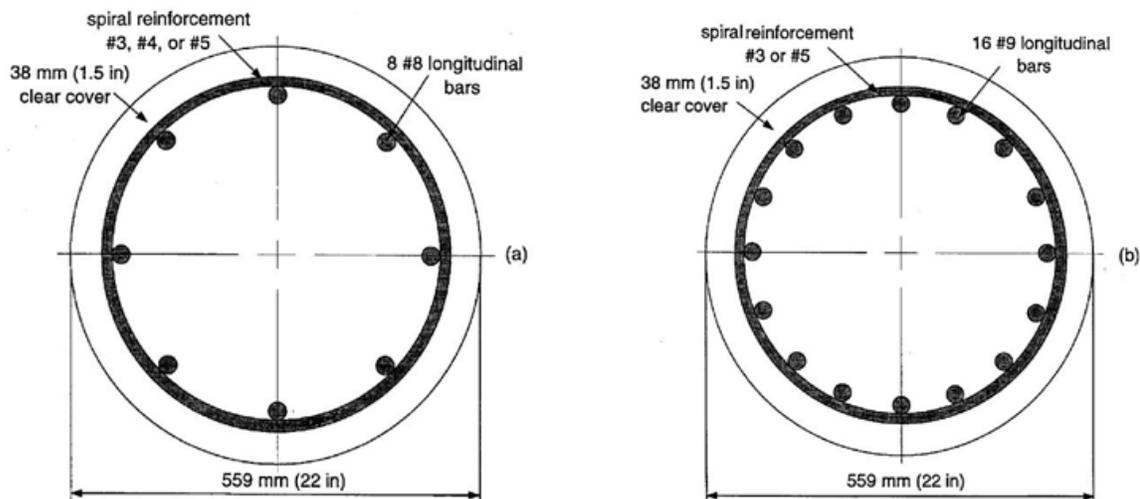


Figure 2-20 : section de la colonne [Pessiki et Pieroni, 1997]

Les conclusions suivantes ont été faites à partir des colonnes testées:

- La résistance à la compression du béton a une influence sur la ductilité des colonnes. Deux valeurs de ductilité de déplacement sont définies dans le présent document, l'une basée sur le déplacement à la première fracture des spirales, et une sur la base du déplacement correspondant à une charge axiale égale à 85 pour cent de  $P_{max}$ . Pour les

deux définitions de la ductilité, les colonnes avec une résistance en compression élevée présentent une ductilité inférieure à celle des colonnes avec une résistance normale;

- la quantité de renfort a un impact sur le comportement des colonnes de deux manières connexes. Tout d'abord, il a été constaté que, en général, les huit colonnes de barres longitudinales n ° 8 présentent une plus grande ductilité que les seize colonnes n ° 9.
- Pour les colonnes testées dans cette étude, une diminution de la taille et l'espacement de l'armature en spirale, tout en conservant un volume constant de renforcement en spirale, a conduit à une diminution de la ductilité de la colonne. Ce résultat, cependant, peut être attribué à des différences de capacité de déformation des différents renforts de taille en spirale utilisés;
- les colonnes ayant un béton plus résistant ont connu la première fissuration de l'enrobage du béton à une charge inférieure par rapport à la charge de rupture. On pense que le plus grand volume de renfort en spirale peut créer un plan de séparation entre le recouvrement et le béton du noyau; &
- deux types de modes de défaillance ont été observés: un bombement jusqu'à la rupture des spirales et la formation d'un plan de rupture incliné. Le mode de rupture semble dépendre de la résistance du béton.

## 2.5.2 Chargement excentrique

### 2.5.2.1 Kottb et al.

[Kottb et al., 2014] ont mené un programme expérimental et une analyse numériques pour étudier le comportement des colonnes avec béton à haute résistance. Dans le programme expérimental, un total de 10 colonnes carrées de 150 mm de côté avec des hauteurs variables de 1500 à 2250mm ont été testées sous une charge concentrique et excentrique. Les variables d'essai étaient les suivantes: le rapport d'excentricité latérale (0,10, 0,15 ou 0,20), le rapport d'élanement (10, 12 ou 15); et les taux d'armature longitudinale (2, 3, et 3,5%) et le renforcement transversal. Le programme numérique a été réalisé en utilisant le programme ANSYS. 19 colonnes ont été étudiées, y compris les 10 colonnes existantes dans le programme expérimental. Il a été conclu à partir de ces expériences que :

- L'augmentation du taux d'armature longitudinale conduit à une augmentation de la capacité de charge, mais diminue la ductilité de la colonne. Pour une augmentation du taux d'armature longitudinale de 50% et 75%, une augmentation de la capacité de charge de la colonne de 40% et 54% a eu lieu, mais une diminution du déplacement à la mi-hauteur de 59% et 27% respectivement a été remarquée;
- l'augmentation du taux d'armature transversale entraîne une augmentation de la capacité de charge, de la contrainte de compression du béton et du déplacement à la mi-hauteur jusqu'à la rupture;
- les simulations analytiques de modèles des colonnes ont montré un excellent accord avec les résultats expérimentaux; cela indique que cette simulation analytique peut probablement être utilisée dans l'évaluation du comportement des colonnes avec une précision satisfaisante; &
- l'estimation de la capacité axiale et de flexion, à l'aide de diagrammes d'interaction basée sur ACI 318-08 et 203-07 ECP, atteint des valeurs relativement faibles avec un facteur de sécurité raisonnable à utiliser dans la conception. La Figure 2-21 représente le schéma d'interaction pour les colonnes testées.

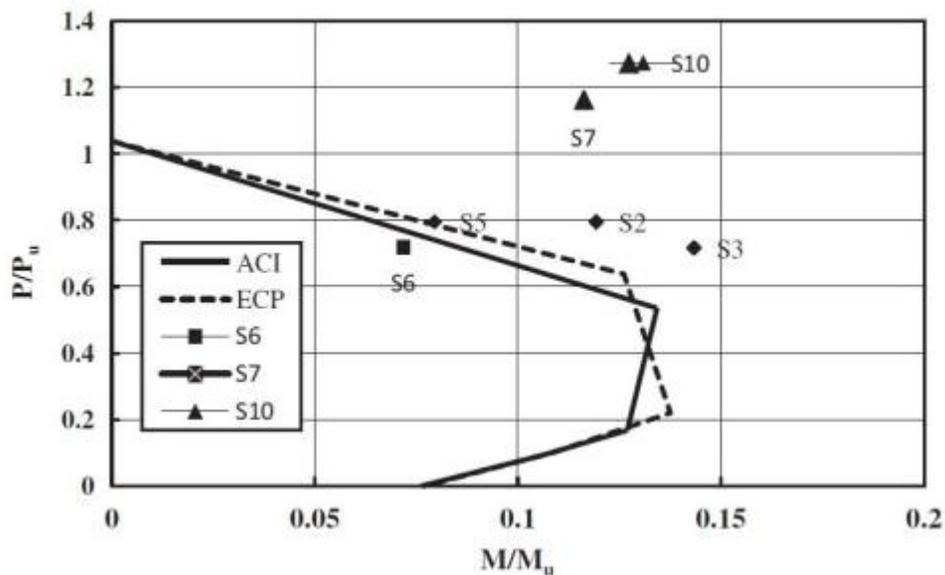


Figure 2-21 : [Kottb et al, 2014] Diagramme d'interaction pour certaines colonnes testées

## 2.5.2.2 Canbay et al.

[Canbay et al., 2006] ont mené un programme expérimental pour étudier le comportement de colonnes à haute résistance afin de fournir des données d'essai supplémentaires pour la recherche analytique future. 11 colonnes carrées ont été testées sous chargement monotone, et ce, avec deux excentricités différentes. Toutes les colonnes avaient une section carrée de 250 mm de côté et d'une hauteur de 1500 mm. Les variables d'essai étaient les suivantes: les propriétés mécaniques, l'espacement et la configuration des armatures transversales. Les spécimens ont été regroupés en deux séries, comme illustrées sur la figure 2.23. La première série était composée de cinq colonnes en chargement peu excentrique. Les échantillons de la première série ont été testés dans une très faible excentricité constante de 20 mm ( $f/h = 0,08$ ). Alors qu'un total de six colonnes ont été testées pour la deuxième série. Au cours de l'essai, une charge uniaxiale a d'abord été appliquée et ensuite fut suivie de la charge monotone croissante appliquée sur le tronçon de faisceau à une excentricité de 400 mm.

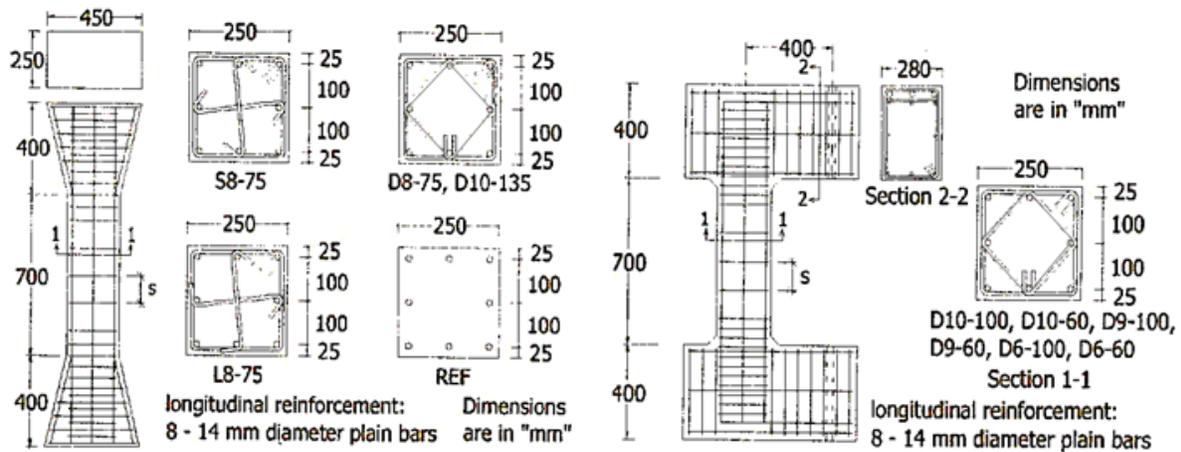


Figure 2-22 : [Canbay et al., 2006] Géométrie et détail d'armature des spécimens

Les conclusions suivantes peuvent être tirées à partir du nombre limité de données d'essais rapportés. Les voici :

- Le rapport mécanique de renforcement transversal est un paramètre important qui influe sur le comportement et la force des colonnes en béton armé. Les essais ont montré que l'écartement des étriers est également un paramètre important.
- Les échantillons ayant des taux de renforts transversaux égaux ou supérieurs aux ratios indiqués dans l'ACI 318-02 se sont comportés d'une manière ductile et avaient un ratio de ductilité en courbure supérieur à 6,5. On peut en conclure que l'armature transversale minimale nécessaire indiquée au Chap. 21 de l'ACI 318-02 peut également être appliquée aux membres de béton à haute résistance, si la limitation de la force d'élasticité de l'acier est ignorée; &
- en général, la résistance ultime calculée en utilisant l'équivalent du bloc rectangulaire de stress ACI surestime la capacité de haute résistance des colonnes en béton. Les capacités calculées en utilisant le bloc de stress CSA conviennent mieux avec les résultats des tests.
- L'équation prenant en compte l'efficacité de confinement  $K_e$ , emprunté de l'armature en acier, donnée par l'équation suivante, est adéquate :
- 

$$K_e = \frac{\left(1 - \frac{\sum w_i^2}{6c_x c_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2c_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2c_y}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2-15)$$

où  $\sum w_i^2$  est la somme des carrés des espacements entre les barres longitudinales adjacentes dans une section rectangulaire,  $s'$  est l'espacement face à face des rangées d'étrier,  $c_x$  et  $c_y$  sont les dimensions en plan des étriers et  $\rho_{cc}$  est le taux en volume de l'armature longitudinale dans le noyau de béton confiné.

## 2.5.2.3 Tan et Nguyen

[Tan et Nguyen, 2005] ont mené une enquête expérimentale sur le comportement à la flexion de colonnes en béton armé à hautes performances. Le but principal de cette étude était d'étudier l'effet de confinement de renfort latéral sur la capacité de flexion et l'applicabilité du bloc de contrainte rectangulaire équivalente du code ACI avec la méthode par section. La Figure 2-23 illustre la répartition des contraintes en flexion du béton à l'état final. Trente colonnes carrées ont été testées avec différents systèmes de chargement: compression concentrique, compression excentrique avec une position de l'axe neutre fixe, et de compression excentrique avec une excentricité constante. Les principales variables d'essai étaient les suivantes: la résistance du béton (46-101 MPa) et le rapport volumétrique de renfort transversal (de 0,7 à 2,4%).

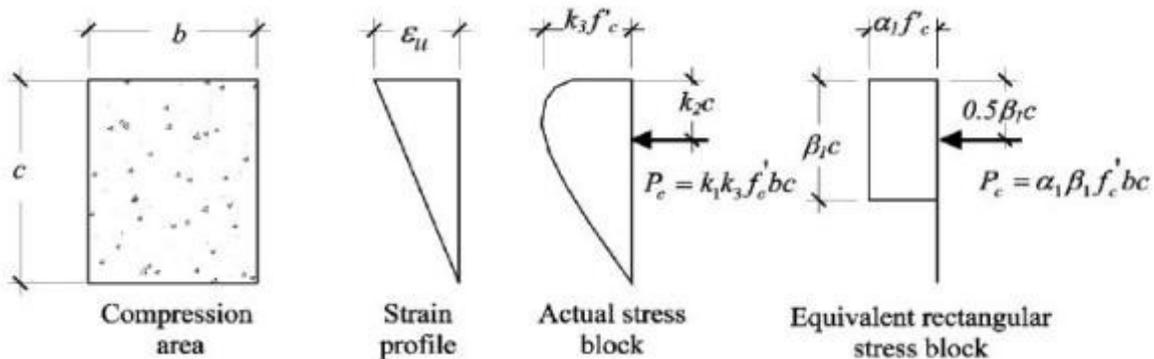


Figure 2-23 : Bloc de contraintes équivalentes rectangulaires [Tan et Ngoc, 2005]

Les conclusions suivantes peuvent être tirées de cette enquête:

- L'effet de la configuration de renfort latéral était important pour le comportement en flexion pour les colonnes confinées;
- le renforcement de confinement en acier à haute limite d'élasticité était plus efficace que celui en acier à faible limite élastique;
- la résistance du béton a l'effet le plus significatif sur les paramètres du bloc de contrainte de flexion. L'effet de confinement est moins important. Le procédé de chargement et de contrainte de gradient n'a eu aucun effet évident sur ces paramètres;

- la contrainte de compression admissible du béton en flexion, comme spécifié dans le code ACI, était une valeur limite inférieure pour les spécimens testés en béton armé sous chargement excentrique; &
- le rectangle du bloc de contrainte est une version simplifiée de celui de la version actuelle ACI.

#### 2.5.2.4 Ozbakkaloglu et Saatcioglu

[Ozbakkaloglu et Saatcioglu, 2004] ont développé un modèle analytique pour la relation contrainte-déformation pour un grand volume de données sur des colonnes. Un bloc de contrainte rectangulaire équivalent a été développé sur la base de cette analyse pour les bétons à hautes performances. Le bloc de contraintes a été vérifié intensivement sur les essais de colonnes réalisés dans le cadre des charges concentriques et excentriques. Les résultats indiquent de bonnes corrélations des valeurs calculées et mesurées de résistance. Le bloc de stress proposé ressemble à celui actuellement utilisé dans l'ACI 318 et s'applique à la fois les bétons à hautes performances et aux bétons normaux. Basées sur le bloc de contrainte rectangulaire introduit dans le présent document, les dispositions suivantes du code sont proposées pour le Code du bâtiment ACI 318:

- Pour les résistances de béton pouvant atteindre 120 MPa (18 000 psi), la capacité concentrique des colonnes peut être calculée par les équations suivantes :

$$P_o = 0,9K_4f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y \quad (2-16)$$

$$K_4 = \gamma + (1 + \gamma) \frac{A_c}{A_g} \leq 0,95 \quad (2-17)$$

$$\gamma = 1,1 - 0,007f'_c \leq 0,8 \quad (2-18)$$

Le rapport  $A_c/A_g$  dans l'équation. 2.17 n'a pas besoin d'être pris moins de 0,6.

- Dans le cas des charges combinées de flexion et de compression axiale, le stress de béton  $\alpha_1 f'_c$  est supposé uniformément réparti sur une zone de compression équivalente; le facteur  $\alpha_1$  doit être considéré comme 0,85 pour résistance de béton  $f'_c$  jusqu'à et y

compris 30 MPa. Pour les résistances supérieures à 30 MPa,  $\alpha_1$  doit être réduit linéairement à un taux de 0,014 pour chaque pas de 10 MPa de force supérieure à 30 MPa, mais  $\alpha_1$  sera au moins supérieur à 0,72 ; &

- Une ligne droite qui est située parallèlement à l'axe neutre à une distance  $a = \beta_1 c$  de la fibre de contrainte maximale de compression;  $\beta_1$  est un facteur qui doit être pris comme 0,85 pour un béton ayant une résistance inférieure à 30 MPa. Pour les résistances supérieures à 30 MPa,  $\beta_1$  est réduit proportionnellement à un taux de 0,020 pour chaque 10 MPa de résistance supérieure à 30 MPa, mais  $\beta_1$  ne doit pas être pris à moins de 0,67.

#### 2.5.2.5 Ibrahim et MacGregor

[Ibrahim et MacGregor, 1996] ont mené un programme expérimental pour étudier l'utilisation du bloc de contrainte rectangulaire pour les sections avec des bétons à hautes performances. L'évaluation et l'analyse des résultats sont présentées dans un document d'accompagnement [Ibrahim et MacGregor, 1996]. De nouvelles équations pour les paramètres qui définissent le bloc de contraintes équivalentes rectangulaires avec le type ACI sont proposées dans un autre document d'accompagnement [Ibrahim et MacGregor, 1997] sur la base des résultats de ces tests et les essais précédents observés dans la littérature. Dans cet article, 20 colonnes ont été testées sous chargement axial et avec une petite excentricité de chargement. Les colonnes ont été testées sous l'action de deux charges appliquées pour maintenir l'axe neutre à un point prédéterminé dans la section lors de chaque essai. Le programme d'essai comportait deux phases. La première consistait à l'essai de 14 échantillons en forme de C avec une section transversale rectangulaire dans la région de test (partie de la colonne). La deuxième phase est composée de six spécimens en forme de C avec une section transversale triangulaire dans la zone de test. Les variables d'essai étaient les suivantes: la résistance du béton (60 à 90 MPa), l'acier de confinement (le diamètre, l'espacement et le rapport volumétrique), et la forme de la zone de compression (rectangulaire et triangulaire).

Il a été conclu que:

- Le programme d'essai a réussi à fournir des données relatives au comportement à la flexion pour les colonnes confinées et non confinées;
- une section avec un béton à hautes performances bien confiné peut montrer un comportement ductile et le maintien des charges appliquées par le biais de grandes déformations; &
- la forme de la zone de compression est un paramètre important dans la détermination de la ductilité de la section. Les zones de compression triangulaires présentent un comportement plus ductile que les zones de compression rectangulaires.

#### 2.5.2.6 Lee et Son

[Lee et Son, 2000] ont mené un programme expérimental pour vérifier les règles de conception de base pour des colonnes en béton à hautes performances. 32 spécimens ont été testés pour étudier le comportement structural et la résistance des colonnes chargées excentriquement. 23 colonnes avaient une section carrée de 120 mm de côté, et les neuf autres avaient une section rectangulaire de 210x120 mm. Les variables d'essai étaient les suivantes: la résistance en compression du béton (34,9 à 93,2 MPa), la quantité d'acier longitudinal (1,13 et 5,51%), l'excentricité de la charge (20 à 65 mm) et l'élanement (19 à 61). La Figure 2-24 montre la configuration des essais et les sections à l'étude.

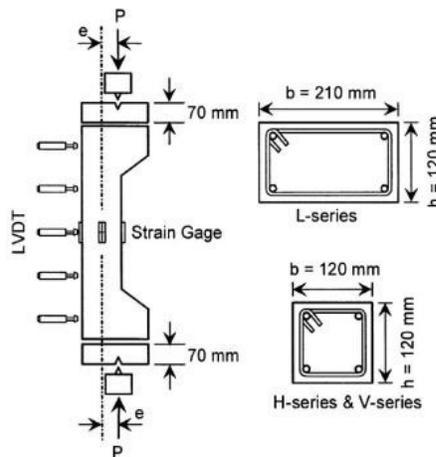


Figure 2-24 : Montage expérimental et vue de la section [Lee et Son, 2000]

Une analyse utilisant différentes configurations de la partie en compression du béton, a été conduite, comme illustrée sur les figures 2.32a et 2.32b.

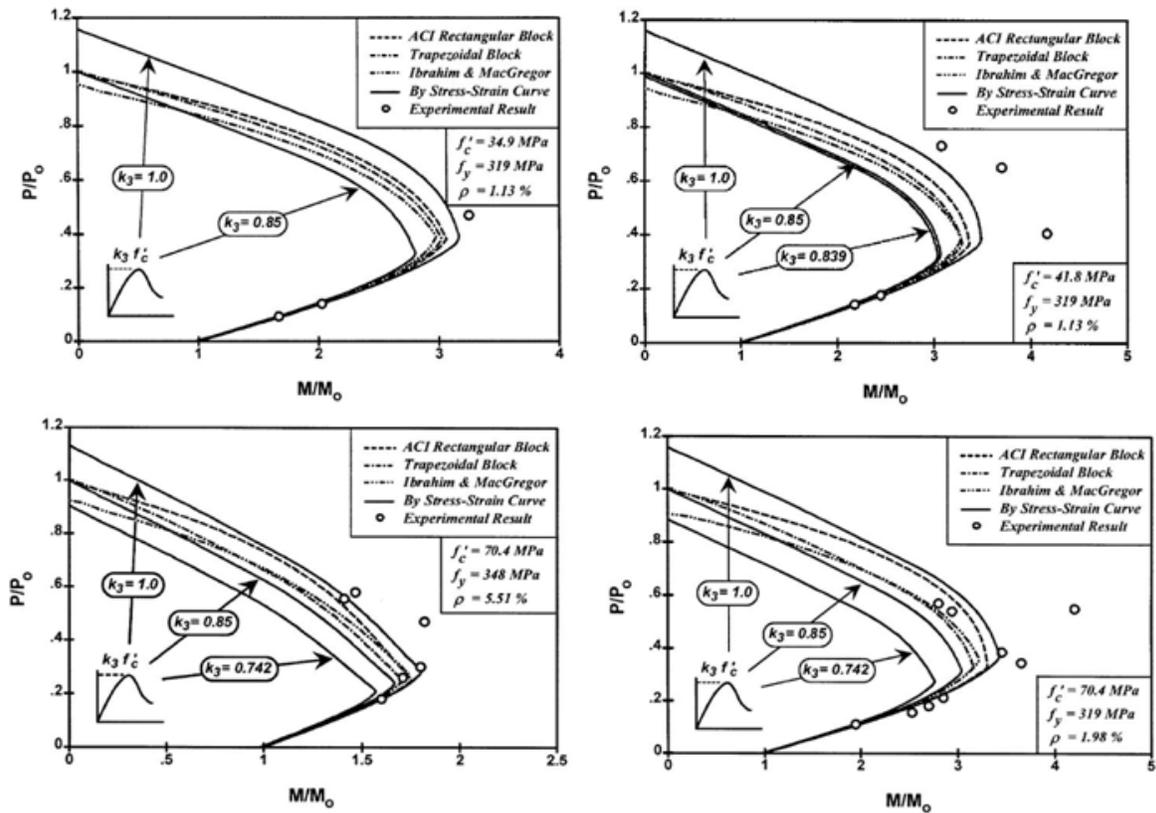


Figure 2-25 : Différentes courbes d'interaction expérimentales et théoriques [Lee et Son, 2000]

Les conclusions suivantes peuvent être tirées des travaux rapportés dans cette étude :

- L'écaillage de l'enrobage du béton sous une contrainte de compression a été observé dans les colonnes de béton à hautes performances;
- la déformation dans le béton comprimé variait entre 0,00265 et 0,00355 pour les spécimens avec 70,4 MPa de résistance du béton, et entre 0,00316 et 0,00473 pour les spécimens avec 93,2 MPa de résistance du béton. Cependant, la déformation à la rupture du béton de 0,003 peut éventuellement être applicable pour les bétons à hautes performances; &

- sur la base de ce résultat de test, il n'y a pas de différence significative entre les données d'essai et la méthode ACI 318. Le bloc de contrainte trapézoïdale, ou de modification du bloc de contrainte rectangulaire d'Ibrahim et MacGregor, est recommandé comme une limite inférieure conservatrice pour la conception des colonnes en béton armé à hautes performances.

#### 2.5.2.7 Kim et al.

[Kim et al., 2006] ont mené un programme expérimental pour examiner le comportement des colonnes rectangulaires en béton à hautes résistances soumises à des conditions de chargement concentriques et excentriques. Un total de 30 colonnes rectangulaires ont été testées: 22 sous chargement monotone croissant concentrique et huit sous chargement excentrique. Les dimensions des colonnes utilisées étaient de 229x305x1016 mm et 178x229x914 mm. Les paramètres d'essai pour le chargement concentrique comprennent la résistance du béton, la taille de l'échantillon, le taux d'armature longitudinal et le taux d'armature transversal. Pour le chargement excentrique, les paramètres étaient la résistance du béton, la taille de l'échantillon et de l'excentricité de la charge appliquée (10% et 20% de la profondeur de la section). La Figure 2-26 montre la géométrie des colonnes et la configuration de test.

Quand la charge de pic a été atteinte (écaillage du recouvrement), des fissures de flexion se propagent rapidement à travers le côté de tension. La capacité de charge des colonnes excentriquement chargées a été réduite en raison de la présence du moment résultant de l'excentricité. La déformation de la face du béton en compression maximale mesurée sur le côté de compression variait de 0,0025 à 0,0046 à la charge de pointe et, par conséquent, la déformation dans l'armature longitudinale a dépassé la limite d'élasticité.

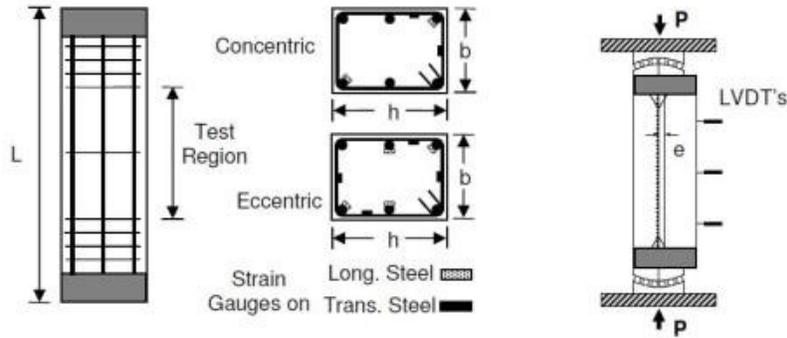


Figure 2-26 : [Kim et al, 2006] Géométrie et schématisation du montage expérimental

Les résultats du test indiquent que :

- À l'aide d'une valeur de 0,85 pour le paramètre  $k$  au-delà de 69 MPa pour le béton, cela pourrait surestimer la capacité de charge pour les colonnes concentriquement chargées. Sur la base de l'analyse de régression des données recueillies, combinées avec les résultats expérimentaux de cette recherche, l'équation suivante est proposée selon les spécifications actuelles AASHTO LRFD :

$$k = \begin{cases} 0,85 & f'_c \leq 69 \\ 0,85 - 0,003(f'_c - 69) \geq 0,75 & f'_c > 69 \end{cases} \quad (2-19)$$

- en utilisant le bloc de contraintes équivalentes rectangulaires, les facteurs  $\alpha_1$  et  $\beta_1$  se définissent comme suit :

$$\alpha_1 = \begin{cases} 0,85 & f'_c \leq 69 \\ 0,85 - 0,0058(f'_c - 69) \geq 0,65 & f'_c > 69 \end{cases} \quad (2-20)$$

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & f'_c \leq 69 \\ 0,85 - 0,00725(f'_c - 27,6) \geq 0,65 & f'_c > 69 \end{cases} \quad (2-21)$$

#### 2.5.2.8 Recherches récentes 2016-2017

Plusieurs recherches ont été publiées récemment par le groupe de recherche de Wollongong sur les colonnes renforcées de PRFV sous des charges axiales concentriques et excentriques

(Hadi and Youssef 2016; Hadi et al. 2016 et 2017; Karim et al. 2016, 2017a, 2017b). Les recherches ont été effectuées expérimentalement et théoriquement sur des colonnes carrées de 205 mm de côté par 800 mm de haut et des colonnes circulaires ayant un diamètre brut de 205 mm. Voici les résultats de ces recherches :

1. Il y a présence d'une résistance post-pic après la rupture – confinement adéquat;
2. réduire l'espacement de 60 mm à 30 mm permet d'augmenter la résistance de la section, la résistance en flexion et la ductilité;
3. la contribution des barres longitudinales est plus marquée pour les spécimens en PRFV;
4. par contre, on dénote que les spécimens en PRFV ont une ductilité légèrement supérieure à la référence en acier; &
5. on propose une valeur de déformabilité en utilisant la méthode d'intégration par couche de Popovics.

## 2.6 Modèle mathématique du comportement en compression du béton de Collins et Mitchell

Comme on le sait, si on prend un cylindre de béton et qu'on le comprime en son centre de gravité, la relation contrainte-déformation sera approximativement une parabole. Collins et Mitchell [Collins et Mitchell, 1997] ont développé un modèle qui relie la contrainte  $f_c$  et la déformation associée,  $\varepsilon_c$ , lequel se traduit comme suit :

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{n \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)}{n - 1 + \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^{nk}} \quad (2-22)$$

où  $n$  est un coefficient d'ajustement de la courbe,  $\varepsilon_o$  est la déformation correspondante à la contrainte ultime du béton,  $f'_c$  et  $k$  est un coefficient de réduction de la contrainte, égal à 1,0 lorsque  $\varepsilon_c/\varepsilon_o < 1,0$  et plus grand que 1,0 lorsque  $\varepsilon_c/\varepsilon_o > 1,0$ . Pour des bétons normaux, les trois coefficients précédents utilisent les équations suivantes (Figure 2-27) :

$$n = 0,8 + \frac{f'_c}{17} \quad (2-23)$$

$$\varepsilon_o = \frac{f'_c}{E_c} \frac{n}{n - 1} \quad (2-24)$$

$$k = 0,67 + \frac{f'_c}{62} > 1,0 \quad (2-25)$$

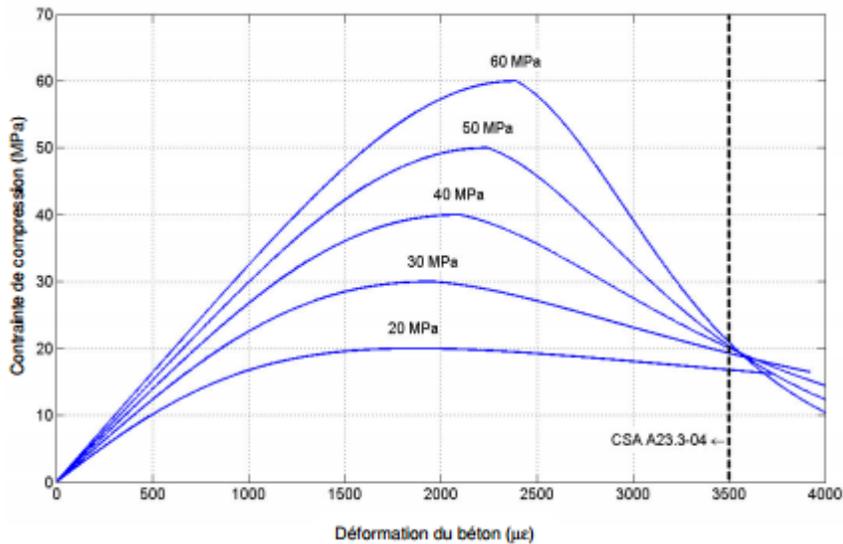


Figure 2-27 : Courbe contrainte-déformation pour différentes résistances en compression du béton [ISIS-CANADA, 2009]

## 2.7 Bloc de contrainte équivalente rectangulaire

Comme on l'a vu dans la section 2.6 la distribution de la contrainte n'est pas linéaire, mais bien parabolique. Pour le cas de barres ayant un comportement linéaire, c'est simple de qualifier sa résultante. Par contre, le béton, ayant une distribution parabolique, exige de faire une intégrale sur la hauteur de la zone comprimée (incluse dans la profondeur de l'axe neutre). Ainsi, il n'est pas accommodant d'utiliser les intégrales, surtout qu'on doit itérer pour avoir l'équilibre interne.

Depuis quelques décennies, les codes nord-américains, européens et d'autres pays utilisent le diagramme rectangulaire simplifié des contraintes en compression du béton pour calculer la résultante en compression du béton  $C_c$ , laquelle peut s'écrire comme suit :

$$C_c = \alpha f'_c b \beta c \quad (2-26)$$

où  $\alpha$  est un coefficient qui représente le rapport de la contrainte moyenne dans le diagramme rectangulaire simplifié à la résistance en compression,  $f'_c$ ,  $b$  est la largeur de la section et  $\beta$  un coefficient qui représente le rapport de la profondeur du diagramme rectangulaire simplifié par rapport à l'axe neutre  $c$ . Le terme  $\alpha f'_c$  représente l'amplitude moyenne du diagramme rectangulaire et  $\beta c = a$  représente la hauteur du diagramme rectangulaire simplifié ayant comme résultante à  $a/2$  pour déterminer la valeur de  $\alpha$  et de  $\beta$ . Il y a deux conditions essentielles à respecter (Figure 2-28) [Ibrahim et MacGregor, 1996], [Ibrahim et MacGregor, 1997] et [Kim, 2007] :

1. S'assurer que le volume des contraintes réelles à l'intérieur de l'axe neutre soit le même que dans le diagramme rectangulaire simplifié;
2. s'assurer que la hauteur de la résultante des contraintes réelles soit la même que pour dans que dans le diagramme rectangulaire simplifié;

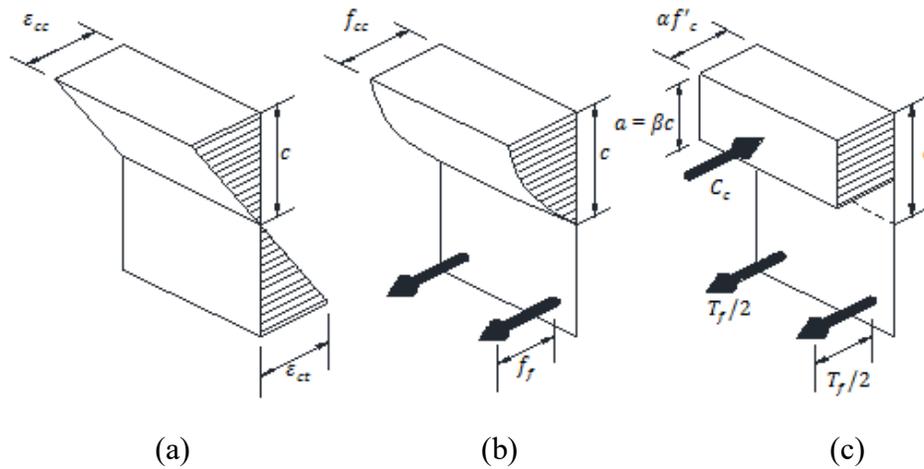


Figure 2-28 : Équilibre pour une section en flexion : (a) distribution des déformations de la théorie élastique, (b) contraintes de compression réelle à l'intérieur de l'axe neutre  $c$  et (c) bloc équivalent de contraintes de compression dans le béton [Paultre, 2011]

Suivant les deux exigences, l'égalité des résultantes entre la distribution réelle et celle du diagramme simplifié est :

$$\int_0^c f_c b dy = \alpha f'_c b \beta c \quad (2-27)$$

La contrainte  $f_c$  de l'équation (2-27) peut être substituée par l'équation (2-22). Finalement, la hauteur de la résultante par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$\frac{\int_0^c f_c b y dy}{\int_0^c f_c b dy} = c - 0,5\beta c \quad (2-28)$$

En isolant  $\alpha\beta$  de l'équation (2-27) et  $\beta$  de l'équation (2-28), on peut trouver les valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$  pour n'importe quelle valeur de déformation dans la fibre la plus comprimée. Ainsi on peut tracer des courbes correspondant à  $\alpha$  (Figure 2-29) et à  $\beta$  (Figure 2-30) en fonction de la déformation et de la résistance en compression du béton  $f'_c$ .

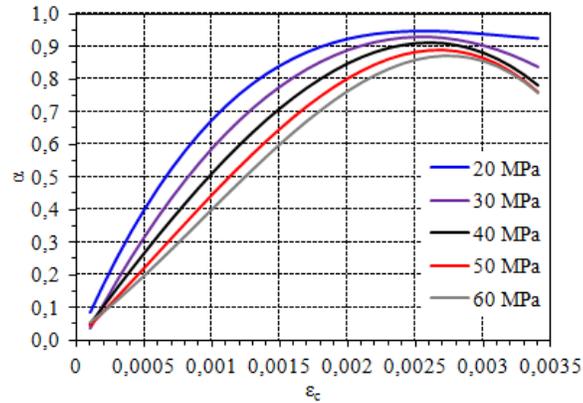


Figure 2-29 : Valeur de  $\alpha$  en fonction de la résistance  $f'_c$  et de la déformation  $\epsilon_c$

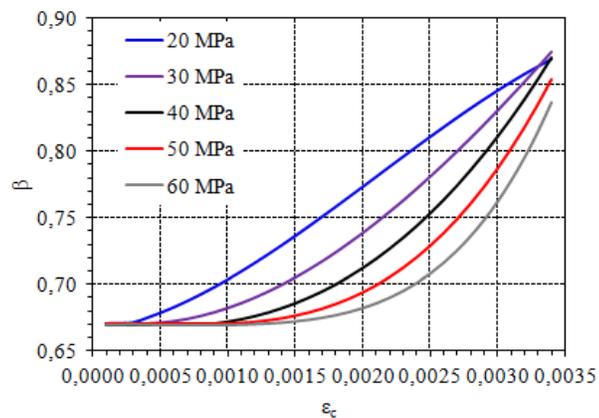


Figure 2-30 : Valeur de  $\beta$  en fonction de la résistance  $f'_c$  et de la déformation  $\epsilon_c$

Les normes nord-américaines recommandent l'utilisation d'une méthode rationnelle, comme présentée précédemment. Également, lorsqu'on atteint une déformation maximale en compression du béton, soit  $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ , ces normes proposent des valeurs simplifiées pour  $\alpha = \alpha_1$  et  $\beta = \beta_1$ . On reviendra sur cela un peu plus loin.

## 2.8 Rigidity effective des colonnes

La norme CAN/CSA A23.3-14 (ACI 318-14) indique à l'article 10.14.1.2 les propriétés géométriques qu'il faut utiliser pour les éléments en béton armé d'acier (Tableau 2-7).

Tableau 2-7 : Propriétés de sections effectives pour l'analyse structurale avec des barres d'acier

Propriétés	Valeur
$I_{poutres}$	$0.35I_g$
$I_{colonnes}$	$0.70I_g$
$I_{dalles}$	$0.25I_g$
$I_{murs,non fissurés}$	$0.70I_g$
$I_{murs,fissurés}$	$0.35I_g$
Section de béton	$A_g$

Par contre, la rigidité des sections de PRF est moindre que celle en acier. Pour prendre en considérant les PRF, on peut faire une comparaison entre la rigidité de l'acier et du PRF en fonction du taux d'armature et des modules élastiques, et ce, avec l'équation suivante [Nanni et al. 2014] :

$$\left(\frac{I_f}{I_s}\right) = \frac{0.10 + 25\rho_f}{0.10 + 25\rho_s} \quad (2-29)$$

On peut transformer le taux d'armature en PRF  $\rho_{PRF}$  en taux d'armature d'acier avec le rapport de module pour avoir une section équivalente en acier :

$$\left(\frac{I_f}{I_s}\right) = \frac{0.10 + 25\rho \sqrt{\frac{E_f}{E_s}}}{0.10 + 25\rho} \quad (2-30)$$

Et ce, pour des taux d'armature moyens  $\rho$  de :

- 1.5 % pour les poutres;
- 0.5 % pour les dalles;
- 0.1 % pour les colonnes.

On peut trouver une rigidité effective pour les PRF (Tableau 2-8). Par contre, il faut limiter les rigidités à celle de l'acier puisque certains PRF sont plus rigides pour l'acier (les PRFC peuvent avoir des modules élastiques plus grands que l'acier, mais il est préférable et plus sécuritaire de limiter la rigidité à celle de l'acier).

Tableau 2-8 : Propriétés de sections effectives pour l'analyse structurale avec des barres de PRF (recommandation de la norme ACI 318-11 avec modification pour prendre en compte les PRF par Nanni et Zaded, 2013)

Propriétés <sup>1</sup>	Valeur
$I_{poutres}$	$\left(0.075 + 0.275 \frac{E_f}{E_s}\right) I_g \leq 0.35 I_g$
$I_{colonnes}$	$\left(0.40 + 0.30 \frac{E_f}{E_s}\right) I_g \leq 0.70 I_g$
$I_{dalles}$	$\left(0.10 + 0.15 \frac{E_f}{E_s}\right) I_g \leq 0.25 I_g$
Section de béton	$A_g$

<sup>1</sup> Ces limites ont été élaborées pour les barres de PRFV de base. De plus, puisque les murs de refend ne sont pas encore normés en PRF, il n'y a pas de facteur équivalent de réduction de la rigidité pour l'instant.

## 2.9 Exigences réglementaires des normes et guide de dimensionnement pour les poteaux-poutres en béton armé

Dans le cas de l'acier d'armature, les différentes normes nord-américaines indiquent clairement les exigences réglementaires en ce qui a trait aux poteaux-poutres (ou colonnes avec un effort combiné axial/flexion). Par contre, pour les poteaux-poutres en béton armé de PRF, les normes actuelles ne se prononcent pas pour le moment puisque la recherche sur ces éléments est encore embryonnaire.

Dans ce qui suit, on verra les différentes exigences réglementaires par rapport à la résistance en traction pure, la flexion pure, la compression axiale, la compression avec excentricité minimale, les charges combinées (composées) axiales et de flexion ainsi que sur les dispositions constructives. Les normes CAN/CSA A23.3-14 [CAN/CSA A23.3-14, 2014],

CAN/CSA S806-12 [CAN/CSA S806-12, 2012], CAN/CSA S4-14 [CAN/CSA S4-14, 2014], ACI 318-14 [ACI 318-14, 2014] ainsi que ACI 440.1R-15 [ACI 440.1R-15, 2015] seront décrites dans les prochaines sous-sections.

### 2.9.1 CAN/CSA A23.3-14

La norme CAN/CSA A23.3-14 englobe les exigences réglementaires en ce qui a trait au béton armé d'acier relativement à la norme canadienne pour les bâtiments. On présente ici seulement les exigences à propos du sujet qui est d'intérêt dans cette étude, soit le diagramme d'interaction des poteaux-poutres sous une charge axial et de flexion. On s'intéresse surtout à la section 10 de la norme CAN/CSA A23.3-14.

#### 2.9.1.1 Hypothèses de calcul

Dans un premier temps, les articles 10.1.2 à 10.1.7 présentent les hypothèses de calcul pour les sections soumises à un effort axial et de flexion :

1. La déformation dans le renforcement et la déformation dans le béton doivent être proportionnelles par rapport à la profondeur de l'axe neutre en compression  $c$ ;
2. la déformation maximale dans le béton  $\varepsilon_c$  est égale à  $\varepsilon_{cu} = - 0,0035$ ;
3. la condition balancée existe lorsque le renforcement en traction se plastifie en même temps que le béton atteint  $\varepsilon_{cu}$ ;
4. la résistance en traction du béton est considérée comme étant nulle lorsqu'il y a fissuration;
5. la relation entre la contrainte du béton et la déformation dans celui-ci peut se baser sur des courbes contraintes-déformations ou par des essais en laboratoire; &
6. le point précédent (5.) peut être satisfait en considérant un bloc de compression équivalent rectangulaire en respectant les points suivants :
  - a) la contrainte totale peut se transformer en une distribution uniforme de valeur  $\alpha_1 \phi_c f'_c$  et la profondeur de cette distribution prend la valeur  $a = \beta_1 c$ ;
  - b) les facteurs  $\alpha_1$  et  $\beta_1$  doivent prendre les valeurs suivantes :

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015f'_c \geq 0,67 \quad (2-31)$$

$$\beta_1 = 0,97 - 0,0025f'_c \geq 0,67 \quad (2-32)$$

### 2.9.1.2 Résistance en traction pure $T_{ro}$

La résistance pondérée en traction pure d'un élément en béton armé se définit ainsi :

$$T_{ro} = \phi_s A_s f_y \quad (2-33)$$

où  $\phi_s$  est le facteur de sécurité pour l'armature en acier,  $A_s$  est la section d'armature longitudinale de la section et  $f_y$  est la limite élastique de l'acier.

### 2.9.1.3 Résistance à la flexion pure $M_{ro}$

Lorsqu'une poutre en flexion est armée seulement avec de l'acier, il y a une seule rupture possible, soit l'écrasement du béton. Par contre, c'est la proportion d'armatures qui différencie les sections sous-armées des sections surarmées. Commençons avec la Figure 2-31 pour définir les paramètres de calculs.

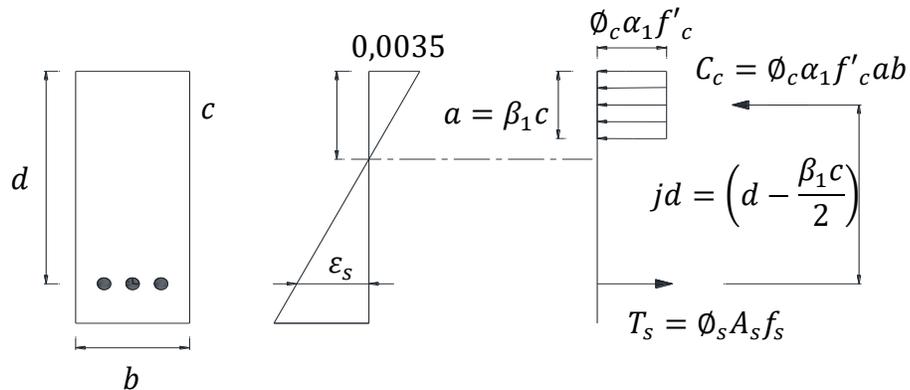


Figure 2-31 : Section en béton armé en flexion

La résultante en compression est la même que pour le renforcement interne en PRF, soit :

$$C_c = \alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 c b \quad (2-34)$$

La résultante à la traction de l'armature en acier prend la forme suivante :

$$T_s = \phi_s A_s f_s \quad (2-35)$$

En résolvant l'égalité  $C_c = T_s$ , on trouve la valeur de  $c$ . Ainsi, le moment résistant est :

$$M_r = T_s \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) = C_c \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (2-36)$$

### Rupture équilibrée

De la compatibilité des déformations, on déduit que le rapport  $c_b/d$  est :

$$\frac{c_b}{d} = \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) = \left( \frac{0,0035}{0,0035 + \varepsilon_y} \right) = \left( \frac{700}{700 + f_y} \right) \quad (2-37)$$

La valeur de  $a = \beta_1 c_b$ , prend la forme suivante :

$$a = \frac{\phi_s A_s f_y}{\alpha_1 \phi_c f'_c b} = \frac{\phi_s f_y d}{\alpha_1 \phi_c f'_c} \rho_b \quad (2-38)$$

À partir de là, le moment résistant vaut :

$$M_r = \phi_s A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (2-39)$$

Le taux d'armature équilibré se calcule de la même façon que pour les PRF, seulement en remplaçant l'indice  $f_u$  par  $f_y$ . Ainsi :

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c f'_c}{\phi_s f_y} \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) \quad (2-40)$$

### Résistance en flexion d'une section sous-armée

La section est sous armée lorsque les limites suivantes sont respectées :

$$\rho_s < \rho_b \quad (2-41)$$

Où

$$\frac{c}{d} < \frac{c_b}{d} \quad (2-42)$$

La profondeur de la zone de compression  $a$  vaut :

$$a = \frac{\phi_s A_s f_y}{\alpha_1 \phi_c f'_c b} = \frac{\phi_s f_y d}{\alpha_1 \phi_c f'_c} \rho \quad (2-43)$$

Ainsi, le moment résistant vaut :

$$M_r = \phi_s A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (2-44)$$

### Résistance en flexion d'une section surarmée

Tout comme le renforcement interne en PRF, l'armature d'acier dans une section surarmée ne sera pas sollicitée complètement. Celle-ci n'atteindra pas  $f_y$ . Ainsi, il faut utiliser les lois de compatibilité des déformations pour résoudre les équations.

La section est surarmée lorsque les limites suivantes sont respectées :

$$\rho_s > \rho_b \quad (2-45)$$

où

$$\frac{c}{d} > \frac{c_b}{d} \quad (2-46)$$

Pour trouver la profondeur de l'axe neutre  $c$ , on doit résoudre l'équation quadratique suivante :

$$\frac{\alpha_1 \beta_1 \phi_c f'_c}{700 \phi_s \rho_s} c^2 + cd - d^2 = 0 \quad (2-47)$$

La solution de l'équation (2-47) permet de déterminer le moment résistant pour une section surarmée :

$$M_r = \alpha_1 \beta_1 \phi_c f'_c c b \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (2-48)$$

### Analyse des sections armées également dans la zone de compression

Concernant l'analyse de la section doublement armée, les différents paramètres se trouvent sur la Figure 2-32.

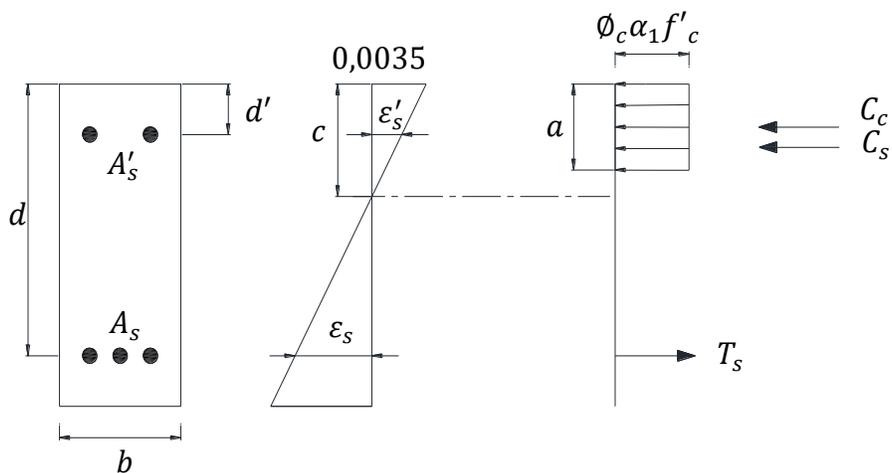


Figure 2-32: Section doublement armée

La résultante en compression de la partie béton prend la forme suivante :

$$C_c = \alpha_1 \phi_c f'_c (\beta_1 c b - A'_s) \quad (2-49)$$

La résultante en compression dans l'armature située dans la profondeur de l'axe  $\beta_1 c$  est :

$$C_s = \phi_s A'_s f'_s \quad (2-50)$$

Finalement, la résultante en traction de l'armature vaut :

$$T_s = \phi_s A_s f_s \quad (2-51)$$

La profondeur de la zone de compression  $a$  est :

$$a = \frac{T_s - C_s}{\alpha_1 \phi_c f'_c b} \quad (2-52)$$

De la compatibilité des déformations, il est facile de trouver le moment résistant. Le moment résistant équivaut à :

$$M_r = C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') = (T_s - C_s) \left( d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \quad (2-53)$$

#### 2.9.1.4 Résistance à la compression pure $P_{ro}$

En présence d'armature en acier, l'article 10.10.4 indique que la résistance en compression simple  $P_{ro}$  est la suivante :

$$P_{ro} = \alpha_1 \phi_c f'_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st} \quad (2-54)$$

### 2.9.1.5 Résistance à la compression avec excentricité minimale $P_{rmax}$

La compression pure  $P_{r0}$  existe très rarement en raison du monolithisme des structures en béton armé. Ainsi, la norme exige une excentricité minimale, traduite par  $P_{r(max)}$  prenant la forme suivante :

$$P_{r(max)} = \omega P_{r0} \quad (2-55)$$

$$\omega = \begin{cases} 0,90 & \text{spirales hélicoïdales} \\ (0,2 + 0,002h) \leq 0,80 & \text{cadres transversaux} \end{cases} \quad (2-56)$$

### 2.9.1.6 Résistance à la flexion composée ( $M_{ri}; P_{ri}$ )

La résistance à la flexion composée  $M_{ri}; P_{ri}$  se compose de deux efforts, soit une force axiale et un effort de flexion simultanément. Il y a deux zones possibles :

- Entre  $T_{r0}$  et  $M_{r0}$ ;
- $M_{r0}$  et  $P_{r0}$ .

La Figure 2-33 présente la courbe d'interaction définie par la norme canadienne.

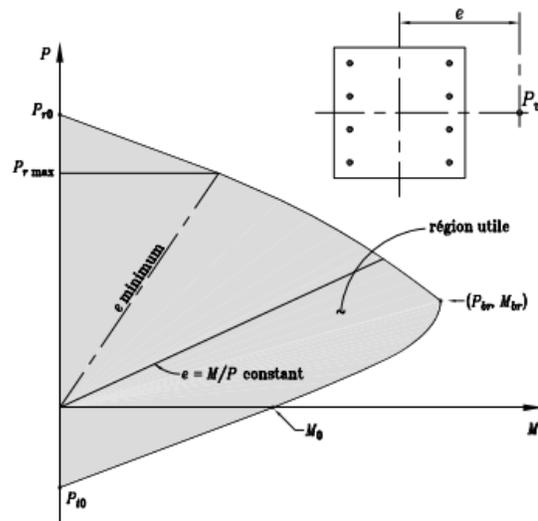


Figure 2-33: Courbe d'interaction pour la flexion composée [Paultre, 2011]

Le Tableau 2-9 présente les équations pour calculer les résultantes internes. En posant une valeur de  $c_i$ , on peut trouver le couple  $M_{ri}$ ;  $P_{ri}$ .

Tableau 2-9 : Calcul des résultantes et des bras de levier

Résultantes			Bras de levier		
$C_c =$	$-\alpha_1 \phi_c f'_c b \beta_1 c$	(2-57)	$h_c =$	$\frac{c \beta_1}{2}$	(2-58)
$F_{si} =$	$\phi_s A_{si} E_s \varepsilon_{si}$	(2-59)	$h_{si} =$	$d_{si}$	(2-60)
$P_{ri} =$	$C_{cc} + C_c + \sum_{i=1}^n F_{si} + T_{fv} + T_{fh}$	(2-61)	$h_r =$	$-\frac{h}{2}$	(2-62)

Par la suite, le moment résistant  $M_{ri}$  est :

$$M_{ri} = C_c h_c + \sum_{i=1}^n F_{si} h_{si} + P_r h_r \quad (2-63)$$

Le couple  $M_{ri}$ ,  $P_{ri}$  est ainsi obtenu. On effectue cette opération pour obtenir le profil complet du diagramme d'interaction.

De façon simpliste, pour les charges axiales supérieures à  $P_{br}$ , l'armature la plus près de la fibre la plus en traction n'est pas plastifiée. Dans le cas contraire, elle est plastifiée.

#### 2.9.1.7 Exigences supplémentaires

Le taux d'armature minimum pour un poteau est de 1 % et le taux d'armature maximal est de 8 % de la section brute (articles 10.9.1 et 10.9.2). Par contre, si le taux d'armature est compris entre 0,5 % et 1 %, on doit multiplier la résistance en compression et en flexion par le facteur suivant :

$$0,5 \left( 1 + \frac{\rho_t}{0,01} \right) \quad (2-64)$$

Pour les colonnes circulaires ayant un renforcement transversal en forme de spirale, le pas  $s$  des spires, défini à l'article 7.6.4, doit respecter les règles suivantes (Figure 2-34) :

1. le pas  $s$  ne doit pas excéder 1/6 du diamètre du noyau délimité par le périmètre extérieur des spires;
2. l'espacement net entre deux tours de spires ne doit pas excéder 75 mm, ni être plus petit que 25 mm; &
3. le pas  $s$  ne doit pas excéder la valeur suivante :

$$s \leq \frac{\pi d_b^2 f_y}{0,45 c f'_c \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right]} \quad (2-65)$$

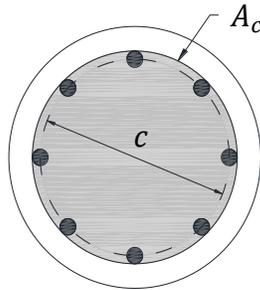


Figure 2-34 : Définition de  $A_c$  (zone grise) et de  $c$  (diamètre du pointillé) pour le calcul du pas

$s$

Lorsque les sections sont renforcées avec des cadres (étriers), l'espacement de ceux-ci doit respecter les limites suivantes :

$$s \leq \begin{cases} 16 \text{ fois le diamètre de la plus petite barre longitudinale;} \\ 48 \text{ fois le diamètre des étriers;} \\ \text{la plus petite dimension orthogonale de la section;} \\ 300 \text{ mm pour les barres groupés en paquet.} \end{cases} \quad (2-66)$$

Si  $f'_c \geq 50$  MPa, on doit multiplier la plus petite valeur obtenue précédemment par 0,75.

Les cadres doivent être formés pour que les barres longitudinales de coin et les barres centrales soient supportées latéralement avec un angle maximum de 135°. Les barres non supportées ne doivent pas être distantes de plus de 150 mm, tel que montré à la Figure 2-35. Les dispositions constructives des cadres ont été prises dans la norme CAN/CSA A23.3-14, section 7.

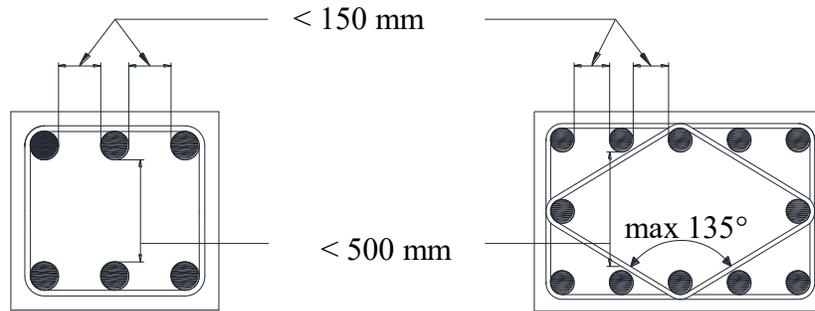


Figure 2-35 : Dispositions constructives des cadres transversaux et de l'armature longitudinale (selon la norme CAN/CSA A23.3-14)

Les cadres doivent être placés à  $s/2$  par rapport à la surface de la dalle et à  $s/2$  par rapport à l'armature longitudinale supérieure sous une dalle ou un panneau de retombée (CAN/CSA A23.3-14, art. 7.6.5.3).

Pour négliger les effets des colonnes élancées, l'article 10.15.2 indique la restriction suivante :

$$\frac{kl_u}{r} \leq \frac{25 - 10(M_1/M_2)}{\sqrt{\frac{P_f}{f'_c A_g}}} \quad (2-67)$$

Finalement, pour les colonnes circulaires, la résistance en compression et en flexion combinée se calcule en utilisant les mêmes hypothèses que la sous-section 2.9.1.1.

## 2.9.2 CAN/CSA S806-12

Les hypothèses présentées à la sous-section 2.9.1.1 sont les mêmes qu'avec les normes de bâtiment pour le renforcement interne en PRF (articles 8.4.1.1 à 8.4.1.8). Par contre, le calcul

des poteaux-poutres n'est pas encore bien défini. En effet, il y a un article qui mentionne ce cas, et c'est l'article 8.4.3.5 : «La résistance à la flexion des éléments comprimés doit être calculée conformément à l'article 8.4.1, et les effets de la force axiale doivent être inclus dans l'analyse par flexion». Par contre, cet article est peu précis en ce qui a trait au calcul et aux limites.

#### 2.9.2.1 Résistance en flexion pure $M_{ro}$

La résistance en flexion pure est quasiment la même que pour l'armature en acier. Ainsi, il y a deux modes de ruptures avec une transition, nommée la rupture balancée. Par contre, c'est la rupture en traction (section sous-armée) qui diffère de l'armature en acier, qui elle, se plastifie, contrairement à celle en PRF, laquelle se rompt.

Il y a trois types de ruptures possibles pour les poutres en béton armé incorporant des PRF, soit par l'écrasement du béton, par la rupture des PRF ou la rupture simultanée du béton en compression et des barres de PRF (rupture équilibrée). Une bonne nouvelle cependant : les recherches sur le sujet ont révélé que le calcul de la résistance en flexion pour les modes de rupture possibles peut être réalisé en utilisant la même approche que pour la poutre armée d'armature d'acier. Ainsi, les propriétés des poutres incorporant des PRF sont calculées facilement, car la méthode est bien connue.

#### **Rupture équilibrée**

Ce type de rupture donne la frontière entre la rupture en traction et la rupture en compression. Elle se définit de la façon suivante : les déformations dans le béton dans la fibre la plus comprimée et les déformations dans les barres d'armature en PRF sur le lit inférieur atteignent en même temps leurs valeurs maximales, soit  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$  et  $\varepsilon_f = \varepsilon_{fu}$ , respectivement. Dans ce mode de rupture, il est à noter que si la poutre a plusieurs lits, on ne peut pas les combiner en un lit équivalent, puisque le lit le plus tendu se rompt. Ce mode de rupture est peu fréquent dans la pratique. Effectivement, un élément armé de PRF cède de façon brutale, sans avertissement (contrairement aux barres en acier qui se plastifient). De la compatibilité des déformations, le rapport de l'axe neutre sur la hauteur effective est :

$$c_b = \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) d \quad (2-68)$$

En faisant l'équilibre des forces internes dans la section simple, soit  $C = T$ ,

$$C_c = \alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 c_b b \quad (2-69)$$

et

$$T = \phi_f \varepsilon_{fu} E_f A_f = \phi_f f_{fu} A_f \quad (2-70)$$

on obtient :

$$\alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 c_b b = \phi_f f_{fu} A_f \quad (2-71)$$

Le taux d'armature correspondant à la rupture équilibrée est :

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c f'_c}{\phi_f f_{fu}} \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) \quad (2-72)$$

La dernière équation permet de savoir rapidement quelle rupture se produit. En effet, si le taux d'armature de la poutre est inférieur au taux d'armature équilibrée, cela veut dire que la rupture est en tension, et vice-versa. Pour atteindre cette rupture, il faut que toutes les conditions soient respectées, dans le sens où  $\rho_b = \rho_f$ , ce qui est extrêmement rare en pratique. La Figure 2-36 présente la différence entre les trois types de ruptures.

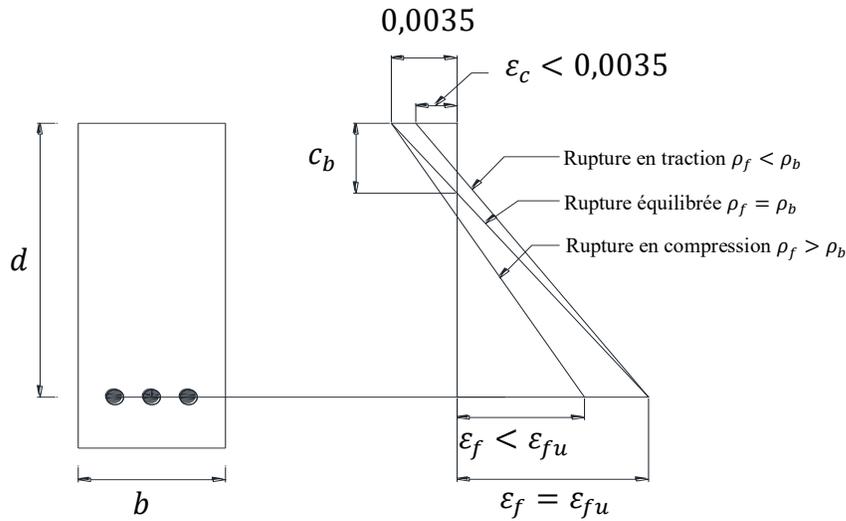


Figure 2-36 : Section en béton armé de PRF avec rupture équilibrée (selon la norme CAN/CSA A23.3-14)

Si on compile les équations précédentes, on peut trouver l'expression suivante :

$$\frac{c}{d} \geq \frac{0.0035}{0.0035 + \varepsilon_{frpu}} = \frac{7}{7 + 2000\varepsilon_{frpu}} \quad (2-73)$$

L'équation précédente est tirée de l'article 8.4.1.4 de la norme CAN/CSA S806-12. Ainsi, en s'assurant que  $c/d$  est plus grand que la limite du terme à droite de l'inégalité, il y aura rupture par compression du béton, comme le montre la Figure 2-36.

### Rupture en compression

La rupture en compression d'une poutre en béton armé est obtenue lorsque la déformation dans la fibre la plus comprimée du béton est atteinte sans que la déformation ultime du lit inférieur soit atteinte dans l'armature. Cette rupture est observée lorsque la poutre est surarmée ( $\rho_f > \rho_b$ ). Pour obtenir ce type de rupture, la section de PRF est très grande et la résistance du béton est épuisée. Il faut mentionner que ce mode de rupture permet d'utiliser une aire d'armature équivalente, car on n'atteint jamais la déformation ultime des barres d'armature.

La déformation maximale du béton est donc obtenue. Le code permet une déformation maximale du béton de  $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ . On a déjà mentionné que le diagramme des contraintes dans la partie comprimée n'est pas linéaire. Le code permet de contrer cela avec le bloc équivalent des contraintes de compression. D'abord, en posant l'égalité des forces internes de  $C = T$ , on a :

$$C_c = \alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 c b \quad (2-74)$$

Et

$$T = \phi_f \varepsilon_f E_{f rp} A_f = \phi_f f_f A_f = \phi_f (d - c) \frac{\varepsilon_{cu}}{c} E_f A_f \quad (2-75)$$

L'équation de deuxième ordre obtenu est sous la forme suivante :

$$(\alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 b) c^2 + (\varepsilon_{cu} \phi_f E_f A_f) c - d \varepsilon_{cu} \phi_f E_f A_f = 0 \quad (2-76)$$

Ainsi, on peut calculer la profondeur de l'axe neutre  $c$  avec la formule quadratique classique.

On peut facilement démontrer que la contrainte dans l'armature est :

$$f_f = 0,5 E_{f rp} \varepsilon_{cu} \left[ \left( 1 + \frac{4 \alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1}{\rho_{f rp} \phi_f \varepsilon_{cu} E_{f rp}} \right)^{0,5} - 1 \right] \quad (2-77)$$

On peut isoler l'axe neutre  $c$  et, nécessairement, on doit trouver que  $C_c = T$ . Lorsque la condition d'équilibre est atteinte, la résistance se calcule en faisant la somme des forces fois le bras de levier à n'importe quel endroit sur la section. Le moment résistant est donné par l'équation suivante :

$$M_r = \phi_f f_f A_f \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) = \alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 c b \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (2-78)$$

La Figure 2-37 montre la compatibilité des déformations pour une section surarmée.

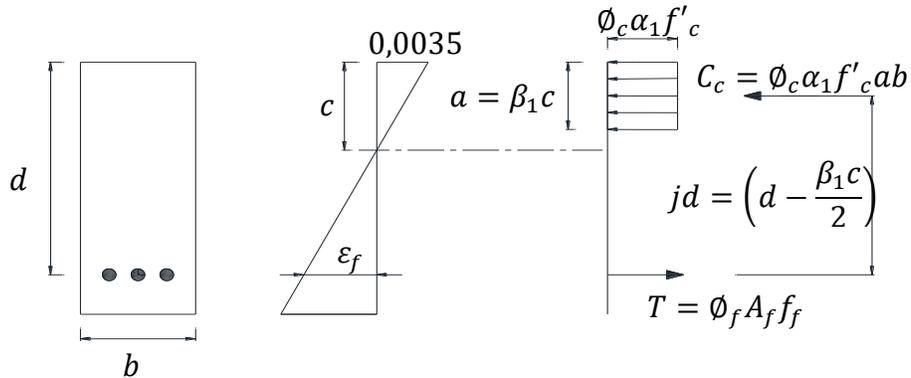


Figure 2-37 : Section surarmée en béton armé de PRF avec rupture en compression du béton

### Rupture en traction

Cette rupture est le résultat lorsque les barres d'armature en PRF de la fibre inférieure atteignent leur valeur ultime en déformation ( $\varepsilon_{frp} = \varepsilon_{frpu}$ ) tandis que la déformation dans le béton n'atteint pas la déformation ultime ( $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ ). La poutre est alors sous armée. Cette rupture est la plus brutale, car lorsque les barres en traction se rompent, il n'y a pas de reprise en traction de ces barres et il y a instabilité, donc effondrement. Comme on le constate dans la norme de bâtiment canadien, ce mode de rupture n'est pas prescrit, et si on le considère comme tel, on doit tenir compte d'une restriction supplémentaire.

Avant la rupture d'un élément renforcé avec de l'acier, l'armature se plastifie et la courbure augmente rapidement jusqu'au moment où la déformation dans le béton atteint la valeur ultime de  $0,0035$ . Dans ce cas-ci, la valeur pour le bloc équivalent est donnée grâce aux paramètres  $\alpha_1$  et  $\beta_1$ . Par contre, pour une poutre armée avec des PRF et lorsque celle-ci est sous armée, il n'y a pas de plastification de l'armature (il y a rupture) et on n'atteindra pas la déformation ultime du béton. La déformation ultime dans le PRF est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{fu} = \frac{f_{fu}}{E_f} \quad (2-79)$$

Comme il a été présenté dans la section 6.3, le bloc de contrainte équivalent en compression du béton dépend de la distribution des contraintes, donc du niveau de déformation. De ce fait, la déformation correspondante  $\varepsilon_c$  dans le béton de la fibre extrême en compression sera inférieure à  $\varepsilon_{cu}$ .

La méthode de calcul pour déterminer la résistance en flexion d'une pièce est de déterminer la déformation ultime en traction dans le PRF, soit  $\varepsilon_{frpu}$ . Par la suite, une approche itérative est utilisée en supposant une valeur de l'axe neutre  $c$ . Puis, on calcule la déformation dans la fibre supérieure en compression avec la compatibilité des déformations. On doit s'assurer que  $\varepsilon_c$  est inférieur à 0,0035. Avec la valeur de déformation, on choisit la valeur de  $\alpha$  et  $\beta$ . Ensuite, on s'assure que les forces internes se neutralisent et si ce n'est pas le cas, on recommence en choisissant une valeur de l'axe neutre et ainsi de suite. Lorsque  $C_c = T$ , on dit que l'équilibre de la section est satisfait. La résultante de compression dans le béton et la résultante en traction des PRF sont données par les équations suivantes (Figure 2-38) :

$$C_c = \alpha \Phi_c f'_c \beta c b \quad (2-80)$$

$$T = \Phi_f \varepsilon_{frpu} E_{frp} A_{frp} = \Phi_f f_{frpu} A_{frp} \quad (2-81)$$

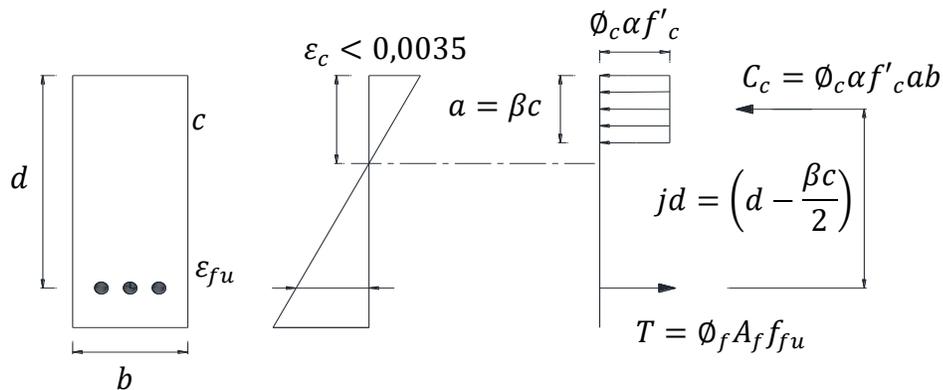


Figure 2-38 : Section sous-armée en béton armé avec rupture en traction des PRF

Le calcul de la résistance en flexion est donné par :

$$M_r = T \left( d - \frac{\beta c}{2} \right) \quad (2-82)$$

La plupart du temps, avec ce type de rupture (rupture en traction de l'armature en PRF ou section sous armée), les conditions de service contrôlent le dimensionnement.

### 2.9.2.2 Résistance à la compression avec excentricité minimale

La résistance en compression dictée par la norme CAN/CSA S806-12 concerne la contribution du béton seulement, et elle est calculée avec l'équation suivante :

$$P_{ro} = \alpha_1 \phi_c f'_c (A_g - A_f) \quad (2-83)$$

où  $\alpha_1$  est un facteur prenant en compte la perte de résistance avec l'augmentation de la résistance;  $\phi_c$  est le facteur de sécurité du béton qui est égal à 0,65;  $f'_c$  est la résistance maximale en compression du béton;  $A_g$  est l'aire de la section brute et  $A_f$  est l'aire totale de l'armature en PRF. Afin de développer davantage sur le facteur  $\alpha_1$ , il a été observé dans les essais en laboratoire que la résistance en compression était affectée par le facteur d'échelle et que l'enrobage avait tendance à se fragiliser, ce qui conduit à une diminution de la résistance moyenne de la section. Pour prendre en compte ces deux effets, le facteur  $\alpha_1$  se calcule comme suit :

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015f'_c \quad (2-84)$$

L'article 8.4.3.6 de la norme CAN/CSA S806-12 exige que la résistance  $P_{ro}$  soit multipliée par un facteur  $< 1,0$  pour prendre en considération le type de renforcement transversal de PRF :

$$P_{r(max)} = \omega P_{ro} \quad (2-85)$$

$$P_{r(max)} = \begin{cases} 0,85P_{ro} & \text{spirales hélicoïdales} \\ 0,80P_{ro} & \text{cadres transversaux} \end{cases} \quad (2-86)$$

Les facteurs modifiants  $P_{ro}$  prennent en compte les points suivants :

1. Il y a presque toujours une excentricité de la charge de compression, surtout due au monolithisme des structures en béton armé;
2. la résistance en compression diminue avec les charges soutenues;
3. l'éclatement du béton diminue la section efficace du calcul par rapport à la section brute;
4. le confinement des spires est plus grand que les cadres qui permettent une capacité meilleure en compression;
5. le facteur  $\rho_t$  est le taux d'armature longitudinale, défini comme  $A_f/A_g$ , et il doit être supérieur à 0,01 (CAN/CSA S806-12, art. 8.4.3.7). L'article 8.4.3.8 de la même norme indique que si le taux d'armature est inférieur à 0,01, mais ne pouvant être plus petit que 0,005, on doit multiplier la résistance à la compression par le terme  $0,5(1 + \rho_t/0,01)$ . Ainsi, lorsque  $0,005 \leq \rho_t < 0,01$ ,  $P_{r(max)}$  équivaux :

$$P_{r(max)} = 0,5\omega\alpha_1\phi_c f'_c A_g (1 - \rho_t) \left(1 + \frac{\rho_t}{0,01}\right) \quad (2-87)$$

6. dans le cas des poteaux-poutres, où un effort axial et un effort de flexion agissent en même temps, on doit multiplier le couple ( $P_r, M_r$ ) par le terme présenté précédemment, dans le cas où le taux d'armature longitudinale est compris entre 0.5 % et 1,0 %.

### 2.9.3 CAN/CSA S6-14

Selon l'article 8.8.5.4 de la norme CAN/CSA S6-14, la résistance en compression factorisée  $P_{r(max)}$  est calculée comme suit :

$$P_{r(max)} = \omega P_{ro} \quad (2-88)$$

$$\omega = \begin{cases} 0,80 & \text{spirales hélicoïdales} \\ 0,75 & \text{cadres transversaux} \end{cases} \quad (2-89)$$

Pour les autres types de résistance, se référer à la norme CAN/CSA A23.3-14.

### 2.9.3.1 Exigences réglementaires pour les colonnes

L'article 8.4.3.13 de la norme CAN/CSA S806-12 indique les dispositions constructives à respecter dans le cas des spirales hélicoïdales. Les spires doivent être d'un diamètre minimal de 6 mm (No. 2) et le pas entre deux spires,  $s$ , mesuré centre à centre des spires verticalement, doit respecter les exigences suivantes :

1.  $s \leq 1/6$  du diamètre de  $A_c$ ;
2.  $s$  doit être incluse dans les limites suivantes :  $25 + d_b < s \leq 75 + d_b$ ;
3. le pas  $s$  ne doit pas excéder la limite suivante :

$$s \leq \frac{\pi d_b^2 f_{fh}}{c f'_c \left( \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \left[ \frac{P_f}{P_o} \right] \right)} \quad (2-90)$$

La contrainte maximale  $f_{fh}$  des spirales est déterminée comme suit :

$$f_{fh} = \min \left\{ \phi_f f_{fu}, 0,006 E_f \right\} \quad (2-91)$$

En ce qui concerne les cadres, si le diamètre de la plus grosse barre longitudinale  $d_{bl,max}$  est inférieur à 30 mm (No. 9), il faut s'assurer que le diamètre de l'armature transversale des cadres soit d'au moins  $0,3d_{bl,max}$ . Dans le cas où l'armature est composée de barres dont le diamètre est plus grand que 30 mm, on doit utiliser des étriers de diamètre 10 mm (No. 3).

L'espacement des cadres centres à centre doit être la plus petite valeur entre (CAN/CSA S806-12, art. 8.4.3.14) :

$$s \leq \begin{cases} 16 \text{ fois le diamètre de la plus petite barre longitudinale;} \\ 48 \text{ fois le diamètre des étriers;} \\ \text{la plus petite dimension orthogonale de la section;} \\ 300 \text{ mm pour les barres groupées en paquet.} \end{cases} \quad (2-92)$$

Si  $f'_c \geq 50$  MPa, on doit multiplier la plus petite valeur obtenue précédemment par 0,75. Ce facteur prend en compte les effets du comportement plus fragile pour les bétons à hautes performances.

À la section 2.9.2.2, on a déjà discuté que le renforcement minimal longitudinal soit d'au moins égal à 0,01 de la section brute, qui se résume à  $A_f = 0,01A_g$ . L'article 8.4.3.9 de la norme S806 indique que pour toute région, incluant les zones de jonction des barres, le taux d'armature ne doit pas dépasser 0,08. Par contre, dans les zones de jonction, on a justement le double de barres puisque c'est une zone de chevauchement de barres. Ainsi, pour ne pas avoir de problème pour le ferrailage de la section, le taux d'armature longitudinale est limité à 0,04.

Pour ce qui est de la quantité minimale de barres, au minimum quatre barres sont requises lorsqu'on utilise un renforcement rectangulaire (cadre et spirale hélicoïdale), six lorsqu'on utilise une spirale hélicoïdale et trois lorsqu'on utilise des cadres triangulaires (CAN/CSA S806-12, art. 8.4.3.11). Le diamètre minimal des barres longitudinales doit être de 15 mm (No. 5).

## 2.9.4 ACI 318-14

### 2.9.4.1 Résistance à la compression pure $P_{ro}$

Selon l'article 10.5.1.1, la résistance en compression pure est :

$$P_{r(max)} = \omega P_{ro} \quad (2-93)$$

$$\omega = \begin{cases} 0,85 & \text{spirales hélicoïdales} \\ 0,80 & \text{cadres transversaux} \end{cases} \quad (2-94)$$

où

$$P_{ro} = \phi(0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \quad (2-95)$$

où  $\phi$  est le facteur de sécurité totale. Ce facteur prend en considération le type de rupture, soit la rupture en traction, la rupture en compression et la transition. On verra plus loin la valeur de ce facteur de sécurité.

### 2.9.4.2 Résistance à la flexion composée ( $M_{ri}; P_{ri}$ )

Selon l'ACI, commentaire R22.2.1, il y a deux conditions à respecter : premièrement, satisfaire l'équilibre interne et externe et, deuxièmement, avoir la compatibilité des déformations. On assume que la déformation varie linéairement sur la hauteur de la section et proportionnellement par rapport à l'axe neutre élastique. De plus, l'ACI utilise également le bloc de contrainte rectangulaire équivalente.

Comme discuté auparavant, la résistance en flexion composée doit satisfaire les inégalités suivantes :

$$P_r = \phi P_n \leq P_f \quad (2-96)$$

$$M_r = \phi M_n \leq M_f \quad (2-97)$$

Le facteur de sécurité  $\phi$  est donné dans le Tableau 2-10. Les variables  $P_n$  et  $M_n$  sont présentées dans le Tableau 2-11.

Tableau 2-10 : Facteur de sécurité  $\phi$

Déformation maximale en traction	Classification	$\phi$	
		Type de renforcement transversal	
		Spirale	Autres
$\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$	Contrôle en compression	0,75	0,65
$\varepsilon_y < \varepsilon_s < 0,005$	Transition*	$0,75 + 0,15 \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_y)}{(0,005 - \varepsilon_y)}$	$0,65 + 0,25 \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_y)}{(0,005 - \varepsilon_y)}$
$\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$	Contrôle en traction	0,90	0,90

Tableau 2-11 : Calcul des résultantes et des bras de levier

Résultantes			Bras de levier		
$C_c =$	$-0,85f'_c b \beta_1 c$	(2-98)	$h_c =$	$\frac{c\beta_1}{2}$	(2-99)
$F_{si} =$	$A_{si} E_s \varepsilon_{si}$	(2-100)	$h_{si}$ = =	$d_{si}$	(2-101)
$P_n =$	$C_c + \sum_{i=1}^n F_{si}$	(2-102)	$h_n$ = =	$\frac{h}{2}$	(2-103)

Par la suite, le moment nominal  $M_n$  est :

$$M_n = C_c h_c + \sum_{i=1}^n F_{si} h_{si} - P_n h_n \quad (2-104)$$

#### 2.9.4.3 Paramètres du bloc de contraintes rectangulaires équivalentes

Tout comme les normes canadiennes, la norme américaine ACI 318-14 utilise également le bloc de contraintes rectangulaires équivalentes. La valeur de  $\alpha_1 = 0,85$  en tout temps. Pour la valeur de  $\beta_1$ , la valeur change en fonction de la résistance en compression du béton et est présenté dans le Tableau 2-12.

Tableau 2-12 : Valeur de  $\beta_1$ 

$f'_c$ (MPa)	$\beta_1$
$17,23 \leq f'_c \leq 27,6$	0,85
$27,6 < f'_c < 55$	$0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 27,6)}{6,89}$
$f'_c \geq 55$	0,65

La figure suivante (Figure 2-39) présente la simplification du bloc de contraintes rectangulaires équivalentes pour la norme américaine.

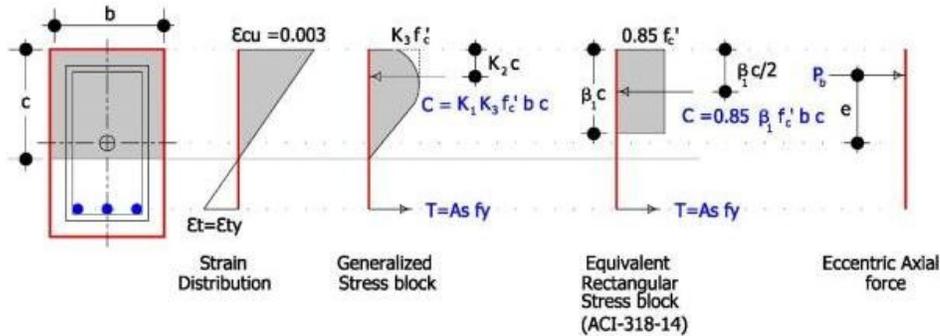


Figure 2-39 : Compatibilité des déformations, le bloc de contraintes rectangulaires équivalentes et l'équilibre des forces sur une section rectangulaire.

#### 2.9.4.4 Spécifications réglementaires

Les exigences suivantes (les plus importantes) de la norme ACI 318-14, qui ont été relevées dans l'état de l'art et répétées dans ce qui suit, servent de base et de contrôle pour la configuration de l'armature pour les spécimens :

### 10.6 - Limites du renforcement

**10.6.1** : Limites du renforcement longitudinal : la section d'armature longitudinale doit au moins être de  $0,01A_g$  sans toutefois être supérieur à  $0,08A_g$ .

### 10.7 - Détail d'espacement

L'enrobage du béton doit être en accord avec l'article 20.6.1.

#### 10.7.2 - Espacement du renforcement

**10.7.2.1** : L'espacement minimal doit être en accord avec l'article 25.2.

#### 25.7.2 - Étriers

**25.7.2.1** : Les étriers consistent en des cadres fermés de barres déformées en accord avec les points (a) et (b) :

(a) L'espacement net est d'au moins  $4/3a_g$ ;

(b) l'espacement maximal centre à centre des étriers ne doit pas dépasser  $16d_b$  des barres longitudinales,  $48d_b$  des étriers ou la plus petite dimension de la section.

(c) Le taux d'armature transversale pour les spirales doit respecter la limite suivante :

$$\rho_s \leq 0,45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2-105)$$

**25.7.2.2** : Le diamètre des étriers doit être d'au moins :

- (a) No.3 pour des armatures longitudinales inférieures à No.10;
- (b) No.4 pour des armatures longitudinales supérieures à No.11 ou pour les paquets de barres longitudinales.

**25.7.2.3** : L'arrangement des étriers rectangulaires doit respecter les points (a) et (b) :

- (a) Les barres dans les coins et en périphérie doivent être supportées latéralement par des étriers ayant un angle inférieur à 135°.
- (b) Les barres non supportées doivent avoir une distance maximale de 6 pouces par rapport à une barre supportée.

## 2.9.5 ACI 440.1R-15

D'abord et avant tout, il faut signaler que l'ACI 440.1R-15 est un guide de dimensionnement et non une norme. Aussi, il ne fait pas office de loi. Par contre, selon la référence (Faza and GangaRao 1993a; Nanni 1993b; GangaRao and Vijay 1997a), le calcul reste équivalent à l'acier.

### 2.9.5.1 Résistance à la flexion simple

#### **Condition balancée**

Le taux d'armature équilibré est :

$$\rho_{fb} = 0.85\beta_1 \left( \frac{f'_c}{f_{fu}} \right) \left( \frac{\varepsilon_{cu} E_f}{\varepsilon_{cu} E_f + f_{fu}} \right) \quad (2-106)$$

où

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad (2-107)$$

### Contrôle en compression - $\rho_f > \rho_{fb}$

Les équations suivantes permettent de calculer la résistance en flexion simple :

$$M_n = A_f f_{f_2} \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (2-108)$$

$$a = \frac{A_f f_{f_2}}{0.85 f'_c b} \quad (2-109)$$

$$f_f = \varepsilon_{cu} E_f \left( \frac{\beta_1 d_2 - a}{a} \right) \quad (2-110)$$

$$f_f = \left( \sqrt{\frac{(\varepsilon_{cu} E_f)^2}{4} + \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{\rho_f} \varepsilon_{cu} E_f} - 0.5 \varepsilon_{cu} E_f \right) \leq f_{fu} \quad (2-111)$$

$$M_n = \rho_f f_{f_2} \left( 1 - \frac{0.59 \rho_f f_{f_2}}{f'_c} \right) b d^2 \quad (2-112)$$

### Contrôle en traction - $\rho_f < \rho_{fb}$

Le guide de dimensionnement n'indique rien de clair précis par rapport à la rupture en traction pour la flexion simple. Par contre, de façon sécuritaire, on peut la calculer comme suit :

$$M_n = A_f f_{fu} \left( d - \frac{\beta_1 c_b}{2} \right) \quad (2-113)$$

où

$$c_b = \left( \frac{0,003}{0,003 + \varepsilon_{fu}} \right) d \quad (2-114)$$

Dans les trois cas, le facteur de sécurité  $\phi$  prend la valeur suivante en fonction du taux d'armature :

$$\phi = \begin{cases} 0,55 & \rho_f < \rho_{fb} \\ 0,3 + 0,25 \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} & \rho_{fb} < \rho_f < 1,4\rho_{fb} \\ 0,65 & \rho_f > 1,4\rho_{fb} \end{cases} \quad (2-115)$$

### 2.9.5.2 Résistance à la flexion composée ( $M_{ri}; P_{ri}$ )

L'ACI 440.1R-15 n'indique rien sur la flexion composée, d'où l'intérêt de cette recherche.



# CHAPITRE 3

## Programme expérimental

### 3.1 Généralité

Comme il a été vu dans les deux chapitres précédents, il a été démontré que les colonnes en béton armé sous un chargement combiné de compression et de flexion doivent être étudiées davantage puisque ce type de sollicitation et d'éléments structuraux sont très présents dans les structures de génie civil.

La proposition suivante du programme expérimental va permettre d'évaluer le comportement de colonnes carrées en béton armé avec un renforcement interne en PRFV. Cette proposition se divise en deux volets : le volet I est la phase expérimentale et le volet II est l'analyse expérimentale et numérique selon différentes normes nord-américaines avec une emphase sur la norme ACI318-14 et ACI440.1R-15 pour l'analyse des poteaux-poutres soumis à des efforts combinés de compression et de flexion en renforcés de PRFV. Ce chapitre présente les détails de la proposition du programme expérimental.

### 3.2 Programme expérimental de recherche

#### 3.2.1 Proposition des paramètres d'essai

Le programme expérimental de la présente recherche consiste à tester 20 colonnes en béton armé à pleine échelle. Quatre colonnes renforcées en acier et seize en PRFV. Les colonnes seront testées sous un chargement excentrique pour avoir un effort combiné de compression et de flexion.

### 3.2.1.1 Paramètres expérimentaux

Les paramètres suivants seront étudiés pendant le programme expérimental. Les paramètres ont été choisis en fonction de la revue de la littérature, des exigences réglementaires ainsi que des expériences précédentes :

1. Le taux d'armature longitudinal (1,03 % ; 1,38 % ; et 2,45 %);
2. l'espacement entre les étriers ( $16d_b/2$  et  $16d_b/4$ );
3. type de PRFV (finis sablé et déformé); &
4. excentricité : 40 mm, 80 mm, 160 mm et 320 mm (qui représente 0.1h, 0.2h, 0.4h et 0.8h respectivement, où h représente la hauteur de la section perpendiculaire à la flexion).

### 3.2.1.2 Organigramme du programme expérimental

Le programme expérimental est constitué de deux volets principaux : le travail expérimental et l'analyse théorique. La Figure 3-1 présente l'organigramme expérimental de cette présente étude.

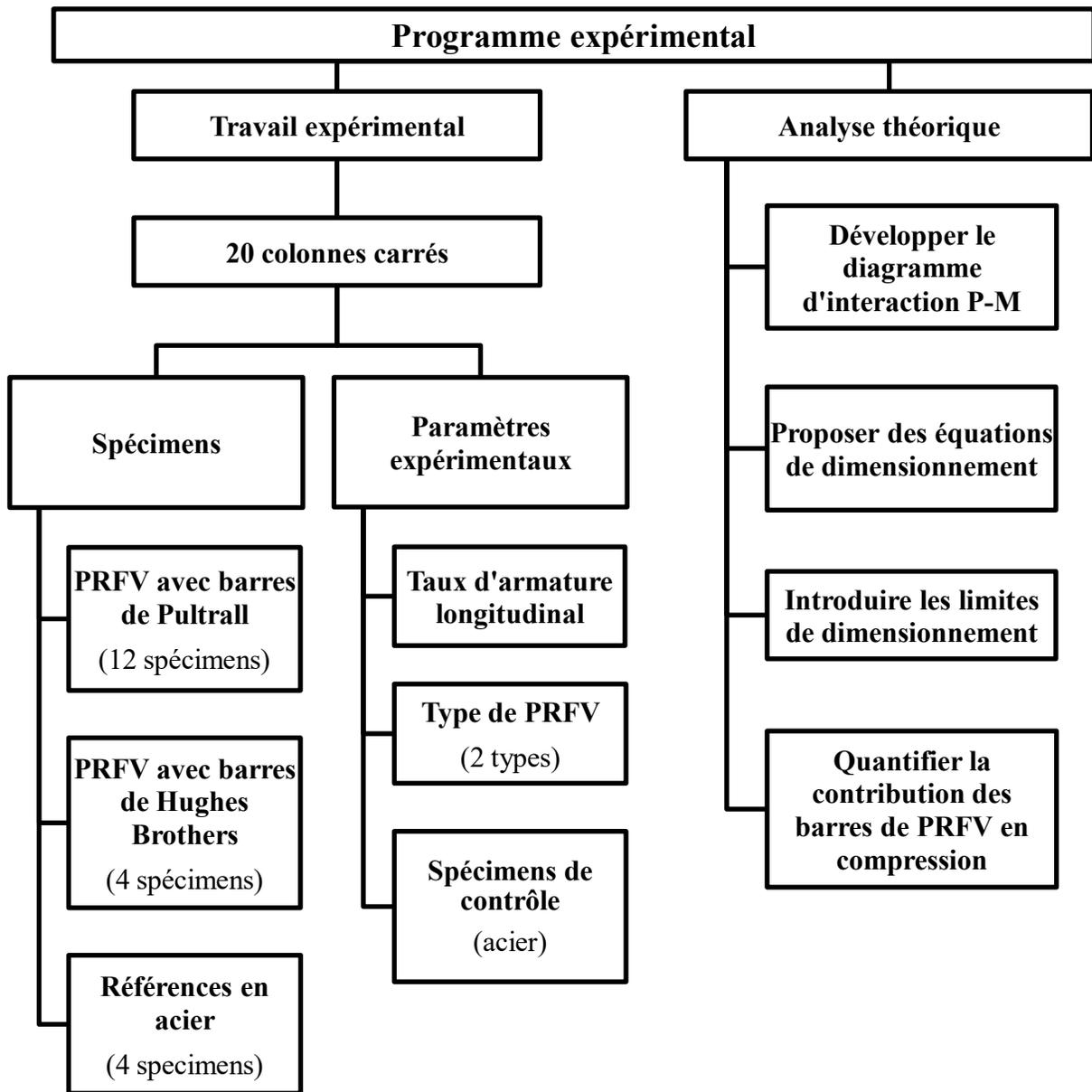


Figure 3-1 : Organigramme expérimental

### 3.2.1.3 Descriptions des spécimens

Les 20 spécimens ont tous la même dimension nominale, soit 2 032 mm x 406 mm x 406 mm (16 po x 16 po x 80 po). Ce qui change entre eux est la disposition des armatures et du type de renforcement. Les 20 spécimens sont divisés en quatre séries. La série 1 présente les spécimens de référence en PRFV. Ils sont composés de six barres longitudinales No. 6 (Type A) avec un espacement de 152 mm pour l'armature transversal. Composé de diamètre No.3. La série 2 se divise en 2 groupes. Le groupe 2a et le groupe 2b présentent les spécimens ayant huit barres d'armatures longitudinales (Type A) de No. 6 et No. 8 respectivement. L'espacement des étriers est de 152 mm également. La série 3 est la même que la série 1, mais avec l'armature de type B au lieu du type A. La série 4 présente les spécimens avec de l'armature en acier qui sont composés de six barres longitudinales No. 6 avec un espacement entre les étriers de 305 mm. Ainsi, 4 configurations possibles (diamètre des étriers entre No. 3 et No. 4 et l'espacement des étriers entre 76 mm et 152 mm) ont être vérifiées. Les colonnes respectent les exigences réglementaires de la norme ACI 318-15 (norme américaine pour l'armature en acier). La figure 4-2 présente la configuration générale des armatures et le Tableau 3-1 présente la matrice d'essai pour les 20 colonnes.

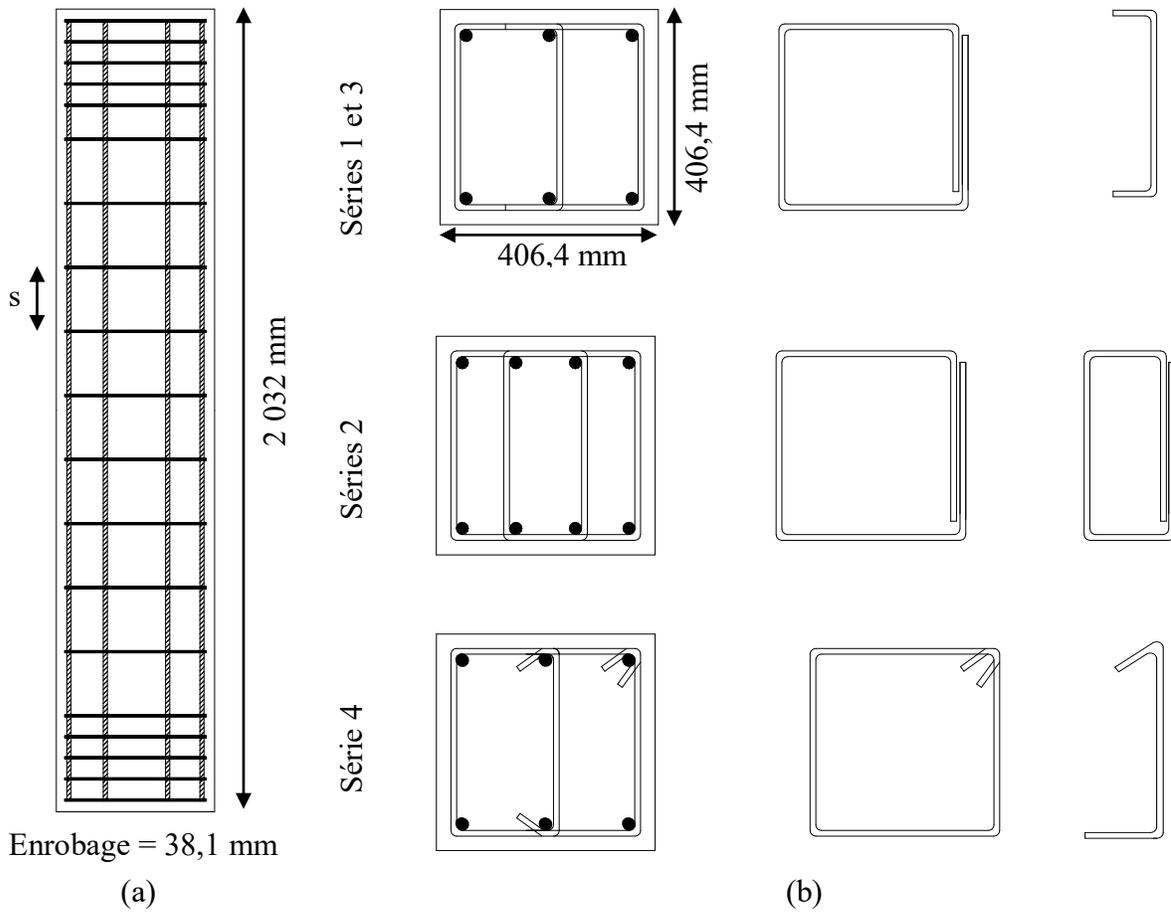


Figure 3-2 : Disposition et configuration des armatures : (a) vue en élévation et (b) disposition de l'armature en fonction des séries

Tableau 3-1 : Matrice des spécimens ainsi que des essais pour les colonnes carrées

Séries	Renf. Long.	Étriers	Type	Exc.	Nb. de spécimens	Note
1	6 - No. 6 1.0%	No. 3 @ 152 mm $s = (16d_b/2)$	Type A	e1 e2 e3 e4	4	Spécimens de référence en PRFV
2.a	8 - No. 6 1.4%	No. 3 @ 152 mm $s = (16d_b/2)$	Type A	e1 e2 e3 e4	4	Effet du taux d'armature longitudinal
	8 - No. 8 2.5%	No. 3 @ 200 mm $s = (16d_b/2)$	Type A	e1 e2 e3 e4	4	Effet du taux d'armature longitudinal
3	6 - No. 6 1.0%	No. 3 @ 152 mm $s = (16d_b/2)$	Type B	e1 e2 e3 e4	4	Effet du type de PRFV
4	6 - No. 6 1.0%	No. 3 @ 304 mm $s = (16d_b)$	Acier	e1 e2 e3 e4	4	Contrôle
<b>Nombre total de spécimens = 20</b>						

### 3.2.2 Propriétés mécaniques

Cette section présente les propriétés mécaniques pour les différents matériaux utilisés pour la présente recherche, soit le béton, l'acier (pour les spécimens de référence) ainsi que les PRFV (pour l'armature longitudinale et transversale).

#### 3.2.2.1 Béton

Le béton a été fabriqué et commandé avec un béton de densité normal ayant une résistance spécifique de 40 MPa après 28 jours. La résistance en compression aux fins d'analyse est déterminée en utilisant la moyenne des résistances pour 10 cylindres par coulée, au jour de l'essai sur les spécimens. La résistance du béton au jour des essais est de  $42.3 \pm 1.2$  MPa.

### 3.2.2.2 Armature de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV)

Le renforcement longitudinal et transversal (étrier et épingle) est fait de barres en PRFV. Les PRFV se caractérisent comme ayant un module élastique beaucoup plus petit que l'acier, soit près du tiers. Par contre, ces polymères présentent une capacité à l'ultime plus grande. Le choix d'utiliser des PRFV vient du fait que les constructions modernes l'utilisent davantage puisqu'il est habituellement le plus économique des PRF.

Dans la présente étude, on utilise deux types de surface, soit le fini sablé de la compagnie Pultrall.inc et un fini déformé de la compagnie Hughes Brothers. Dans le cas de la compagnie Pultrall. inc (Thetford Mines, Québec, Canada), se sont des barres V-ROD standard de diamètre nominal 10 mm (No. 3), 16 mm (No. 6) et 25 mm (No. 8). Pour ce qui est de la compagnie Hughes Brothers, ce sont des barres Aslan de module standard de diamètre nominal 10 mm (No. 3) et 16 mm (No. 6). Le Tableau 3-2 présente les propriétés géométriques et mécaniques importantes des fabricants. Les essais pour la caractérisation des propriétés mécaniques ont été faits avec les normes ASTM appropriées (ASTM, 2011 et 2012)

Tableau 3-2 : Propriétés mécaniques des PRFV de l'étude

Diamètre nominal	Section (mm <sup>2</sup> )	Module élastique (GPa)	Contrainte ultime (MPa)	Déformation ultime (%)
<b>V-ROD - Pultrall.inc</b> (Pultrall.inc, 2013)				
No. 3	71	53,3	1 137	2,1
No. 6	285	51,3	1 317	2,6
No. 8	506	54,4	1 122	2,1
<b>Aslan - Hughes Brothers</b> [Hughes Brothers, 2011]				
No. 3	71	46	827	1,79
No. 4	127	46	758	1,64
No. 6	285	48,2	838	1,74

La Figure 3-3 présente les différentes armatures (type A et B) ainsi que les configurations des étriers pour la construction des spécimens.

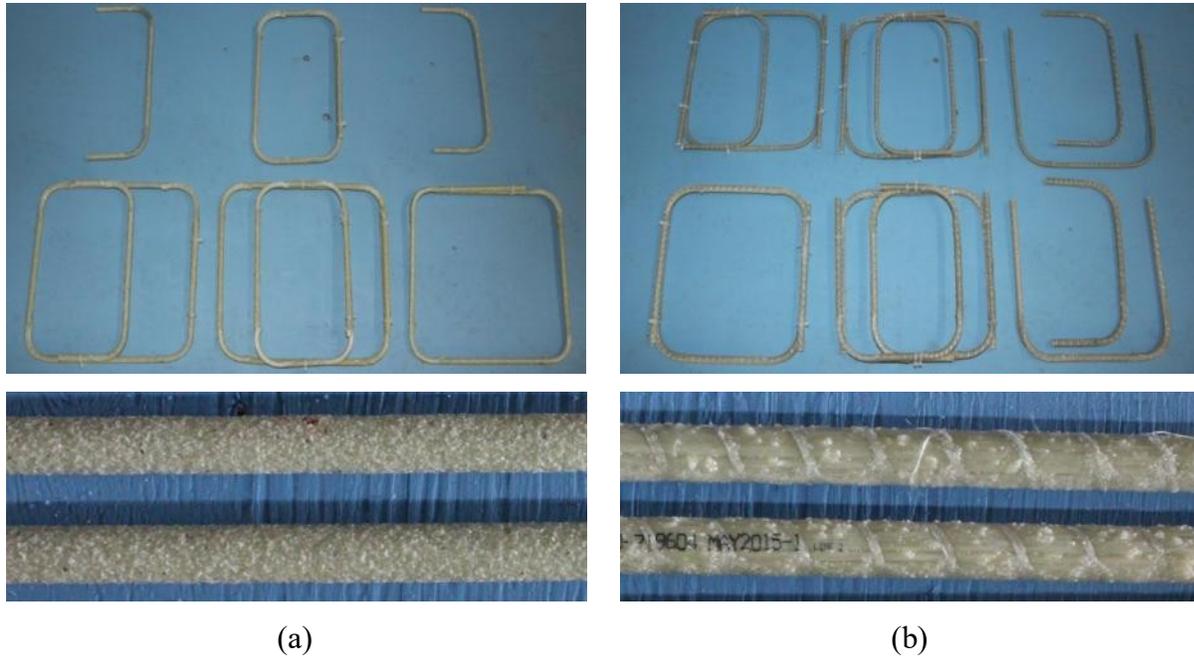


Figure 3-3 : Vue générale des renforcements en PRFV pour les deux types (A et B)

### 3.2.2.3 Armature d'acier

Il y a deux diamètres différents pour la présente étude. Premièrement, des barres crénelées de diamètre nominal 10M sont utilisées pour l'armature transversale (étriers et épingles). Et deuxièmement, des barres crénelées de diamètre nominal 20M sont utilisées pour l'armature longitudinale. Le Tableau 3-3 présente les propriétés mécaniques pour les différentes barres.

Tableau 3-3 : Propriétés mécaniques pour l'armature en acier

Diamètre nominal	Section (mm)	Module élastique (GPa)	Contrainte à la plastification (MPa)	Contrainte ultime (MPa)
10M	100,3	200	420	660
20M	298,6	200	435	640

### 3.2.3 Fabrication des spécimens

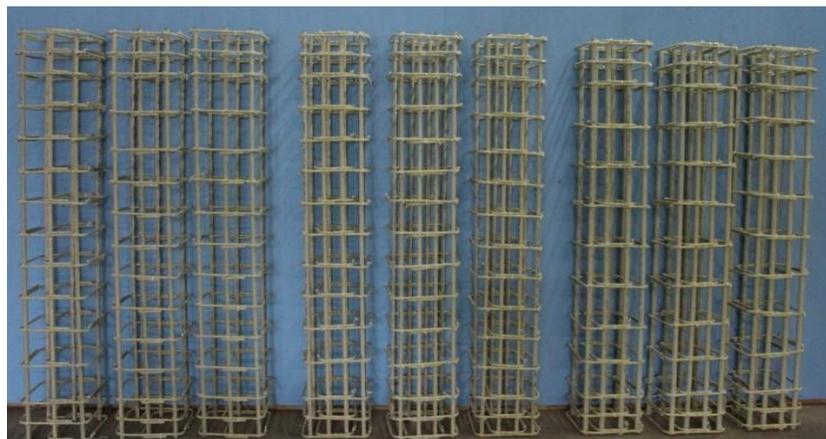
Il est présenté dans cette section les étapes pour la construction des spécimens à l'étude. Dans un premier temps, les cages d'armature ont été construites et ensuite instrumentées. Par la suite, un coffrage a été construit pour insérer les cages d'armature pouvant accueillir le béton frais.

#### 3.2.3.1 Assemblage des cages d'armature

Les cages en acier et en PRFV ont été assemblées. La Figure 3-4 présente quelques séries pour les PRFV en terme de comparaison. La figure 4-5 présente une vue en section des armatures longitudinales ainsi que des étriers pour les différentes configurations possibles.

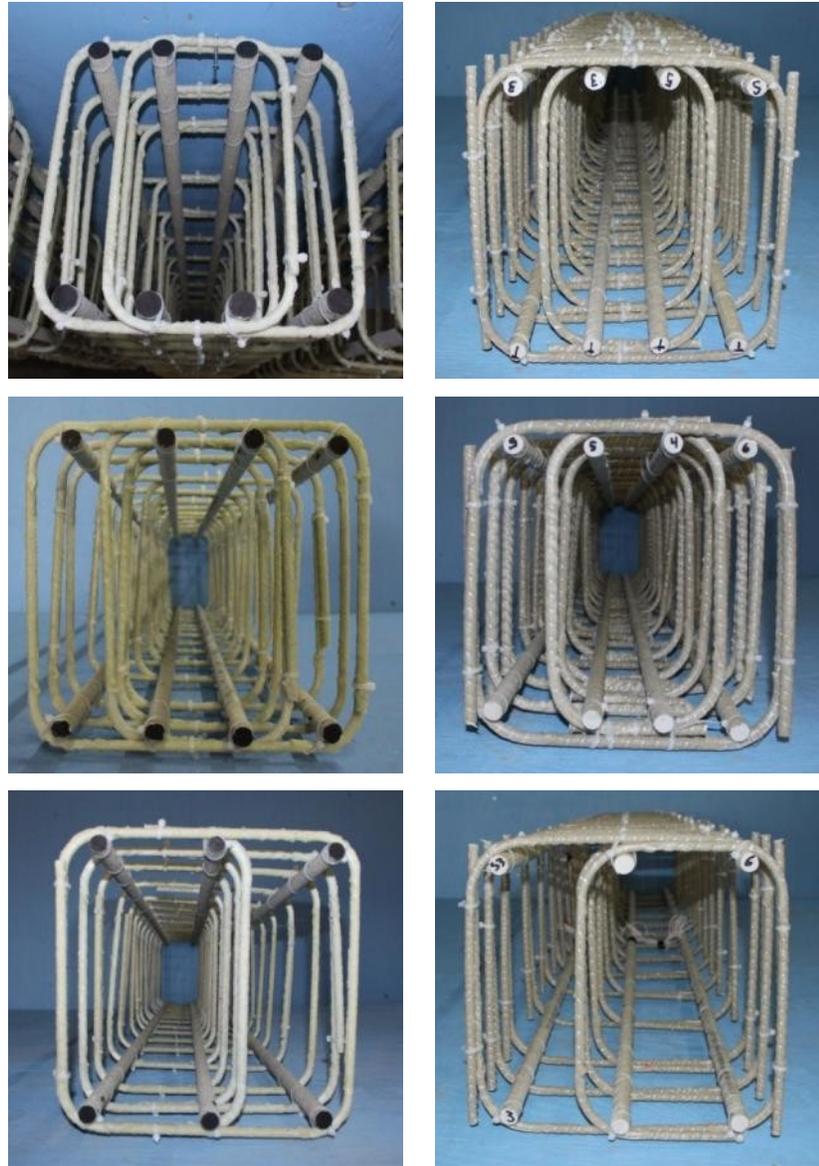


(a)



(b)

Figure 3-4 : Vue générale de la série : (a) série 1 et série 3 et (b) série 5 et série 3



(a)

(b)

Figure 3-5 : Vue des configurations générales en section : (a) armatures de type A (b) armatures de type B

Les cages d'armature sont insérées dans un coffrage en bois discuté dans ce qui suit.

### 3.2.3.2 Instrumentation des cages d'armature

Pour être en mesure de mesurer ce qui se passe pendant le chargement, les barres d'armature longitudinale et transversale sont instrumentées avec des jauges de déformation de 10 mm de longueur. Disposées stratégiquement à la mi-hauteur, les jauges instrumentent dans toutes les directions et les mesurent importantes pendant le chargement, comme le montre la Figure 3-6.

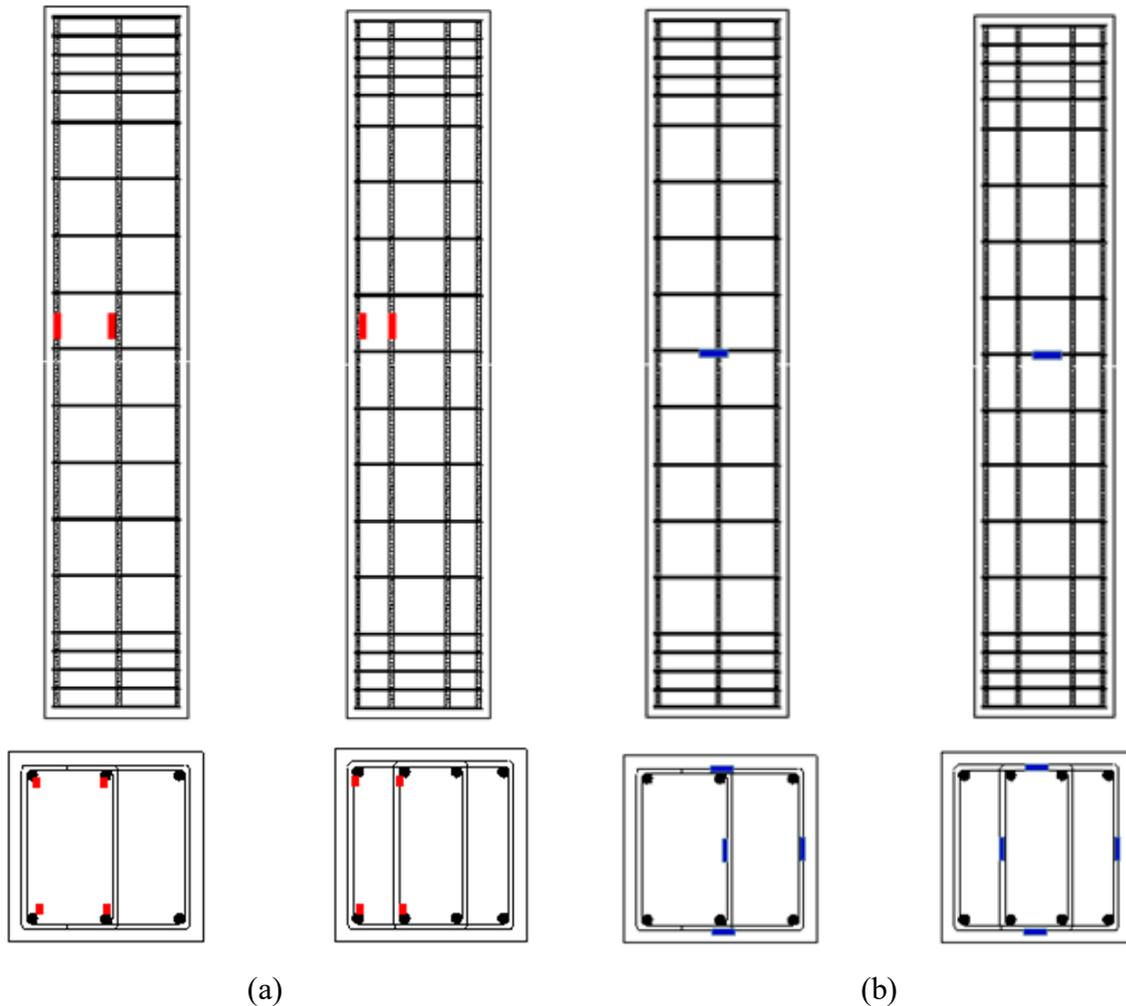


Figure 3-6 : Disposition des jauges de déformation dans l'armature au centre de la colonne :  
(a) armature longitudinale et (b) armature transversale

La surface des armatures est rasée pour avoir une surface plate et lisse. Par la suite, un sablage avec un papier sablé fin (calibre 200) est utilisé pour lisser davantage la surface rasée. Ensuite, de l'acétone est appliquée sur la surface pour enlever les résidus et les poussières. Pour coller

les jauges de déformation, une colle faite pour les jauges est utilisée. Finalement, un époxy à prise rapide est apposé sur la jauge pour protéger la jauge lors de la coulée et pendant l'essai. La Figure 3-7 présente une vue avec des barres d'armature instrumentées.



Figure 3-7 : Barres instrumentées

### 3.2.3.3 Construction du coffrage

Le coffrage est construit avec des planches contreplaquées en bois de 1/2 de pouces (12,7 mm). La base est faite de deux épaisseurs de contreplaqué supporté par des madriers de dimension commerciale 4x4 pour s'assurer l'horizontalité de la base du coffrage. Sa dimension surfacique du coffrage fait 7,3 m x 2,4 m. Les bords extérieurs du coffrage accueillant les spécimens ont deux épaisseurs de contreplaquées et raidies par des cornières en acier L51x51x6,4 pour s'assurer que les bords ne se déforment pas lors de la coulée (Figure 3-8). Finalement, des murets formés de 3 épaisseurs de contreplaqué avec une cornière au-dessus séparent la surface intérieure pour avoir 4 rangées de colonnes (Figure 3-9). Douze spécimens peuvent être coulés en même temps. Ainsi, dans le cas de l'étude, deux coulées ont été nécessaires.



Figure 3-8 : Base et bords du coffrage montés



Figure 3-9 : Murets intérieurs pour avoir quatre rangées de spécimens

#### 3.2.3.4 Coulée du béton

Avant la coulée des spécimens, les cages d'armature sont introduites dans le coffrage, comme le montre la Figure 3-10. Des chaises de 38 mm sont installées qui représentent l'enrobage du béton. Par la suite, des tiges filetées sont installées sur les cornières supérieures entre chaque muret pour s'assurer qu'il n'y ait pas de déplacement lorsque le béton frais allait être introduit dans le coffrage.

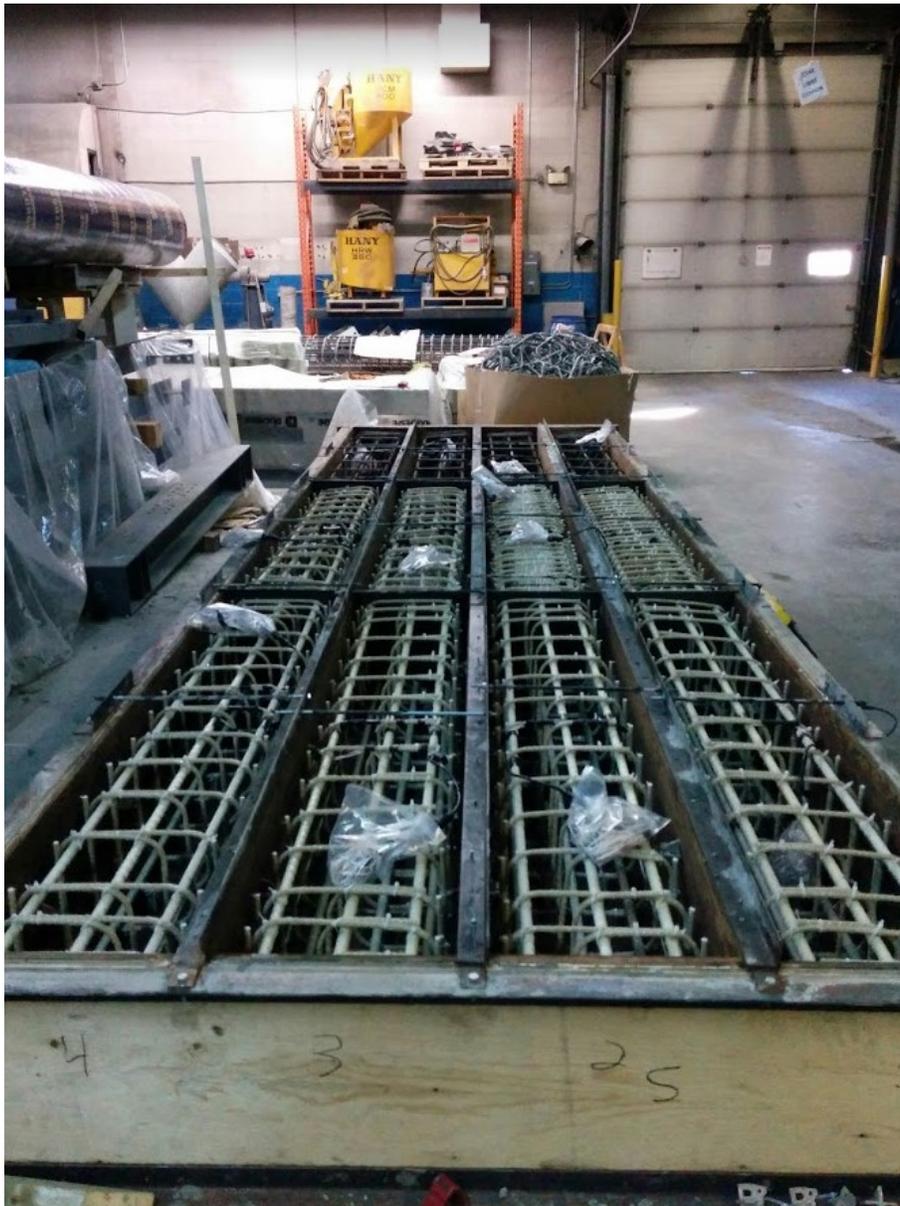


Figure 3-10 : Installation des cages d'armature avant la coulée

Pendant la coulée des spécimens, un vibreur mécanique électrique est utilisé pour placer le béton frais. Pendant que le béton est encore frais, deux tiges filetées ont été introduites sur la face en compression, au centre de la hauteur, sur une distance de 30 cm pour pouvoir installer un LVDT. Pour ce qui est de la cure, les spécimens ont reçu deux arrosages d'eau pendant trois jours et par la suite, un arrosage pendant 14 jours. Les spécimens sont retirés après sept jours après la coulée du coffrage pour ensuite y être entreposés (Figure 3-11).



Figure 3-11 : Spécimens après sept jours après la coulée

Des cylindres standards de béton de 150 mm x 300 mm ont été préparés à chaque coulée pour effectuer des essais de compression sur ceux-ci. Ils ont été remplis en trois couches équivalentes et compactés avec 25 coups à chaque couche, en accordance avec la norme A23.2-3c. Par la suite, les cylindres ont mûri de la même façon que les colonnes pour représenter les mêmes conditions de mûrissement.

#### 3.2.3.5 Montage expérimental

La Figure 3-12 présente une vue générale du montage expérimental avec une colonne déjà installée. La presse utilisée vient de la compagnie MTS ayant une capacité statique maximale de 11 200 kN et une capacité dynamique allant jusqu'à environ 6 000 kN. Le chargement sur les spécimens se fait en deux temps. Dans un premier temps, on charge les spécimens à un

taux de 1,5 kN/sec jusqu'à l'atteinte de 70 % de la capacité maximale (en fonction de l'excentricité et de l'analyse préliminaire). Par la suite, un taux de chargement de 0,002 mm/s est utilisée. Après l'atteinte du pic de résistance, les essais se terminent lorsque la résistance après pic diminue de 35 % ou lorsque le déplacement du vérin atteint 30 mm. Une cellule de charge interne mesure le déplacement et la charge axiale en tête de la presse. Pendant la durée du chargement, la charge axiale, le déplacement axial, les déformations dans le béton et dans les armatures sont mesurées dans un système d'acquisition automatique *System5000* qui est connecté à un ordinateur (Figure 3-13).



Figure 3-12 : Vue générale du montage expérimental



Figure 3-13 : Système d'acquisition pour les essais en laboratoire

Les collets en acier, construit avec des plaques soudées complètement, permettent un confinement aux extrémités pour diriger la rupture au centre des spécimens. Pour s'assurer qu'il y a contact parfait entre la colonne et les collets en acier, un coulis de ciment ayant une résistance nominale de 80 MPa est coulé sur la face en compression des colonnes pour empêcher toute concentration de contraintes (Figure 3-14).



Figure 3-14 : Vue en gros plan d'un des collets en acier pour appliquer la charge excentrique

Finalement, la Figure 3-15 présente une vue de côté d'un des collets. Les collets sont appuyés sur des rotules en acier à haute résistance et ayant un module élastique élevé pour empêcher toute déformation. De plus, des trous filetés ont été faits sur des surfaces externes pour changer l'excentricité.

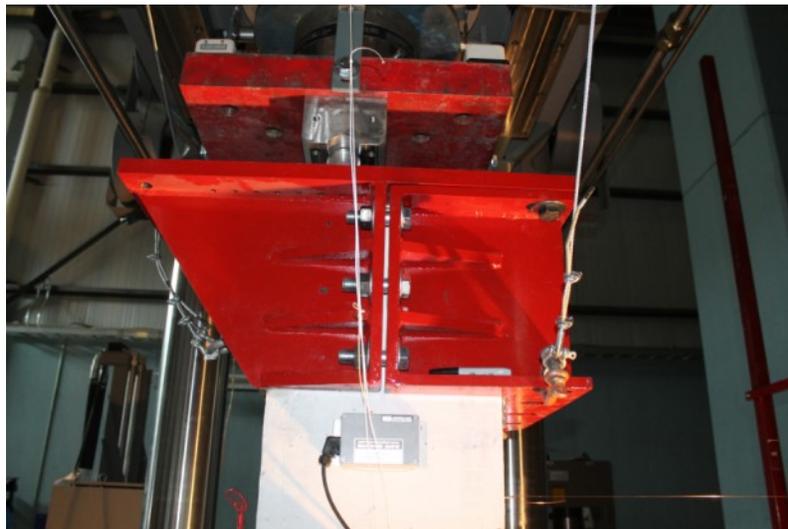


Figure 3-15 : vue en élévation gauche d'une des deux rotules ainsi que le positionnement de celle-ci pour l'excentricité

### 3.2.3.6 Instrumentations sur les spécimens avant les essais

Un transducteur mesurant le différentiel linéaire du voltage (en anglais - *Linear Voltage Differential Transducer* - LVDT) est utilisé pour mesurer la déformation axiale sur la face en compression de la colonne en son centre. Il est placé verticalement sur deux tiges filetées ayant une distance perpendiculaire à l'axe longitudinal de 600 mm (Figure 3-16).

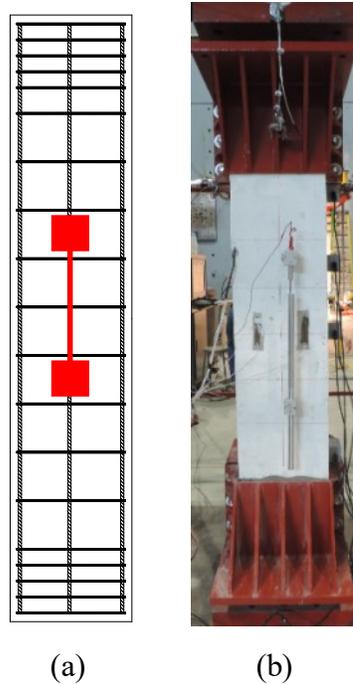


Figure 3-16 : Positionnement du LVDT sur la face en compression pour mesurer la déformation axiale globale : (a) schématisation et (b) démonstration sur un spécimen

Pour mesurer la déformation axiale localement, trois jauges électriques de déformation (en anglais - *electrical resistance strain gauge*) sont posées à la mi-hauteur sur le béton, comme le montre la Figure 3-17.

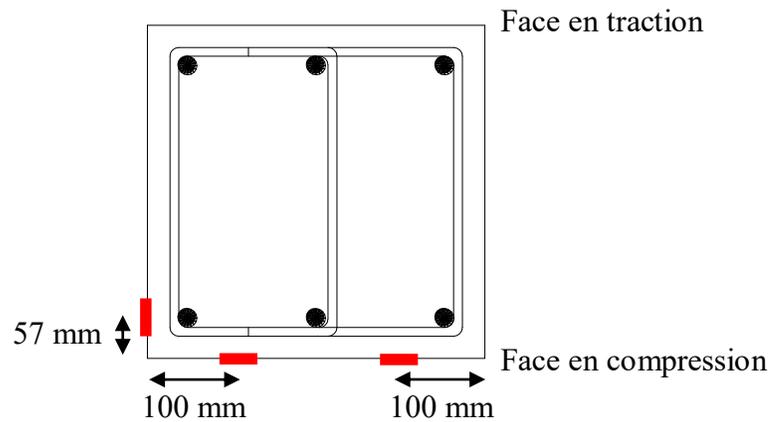


Figure 3-17 : Positionnement des jauges électriques de déformation sur le béton

Pour mesurer la rotation des colonnes sous un chargement excentrique, quatre inclinomètres ont été installés sur une des faces latérales, selon la disposition montrée à la Figure 3-18. Pour valider les inclinomètres et vice-versa, trois potensomètres électriques placés sur la face en traction permettent de mesurer le déplacement latéral, qui est une mesure indirecte de la courbure. Ces derniers sont placés à 500 mm l'un par rapport à l'autre (Figure 3-18).

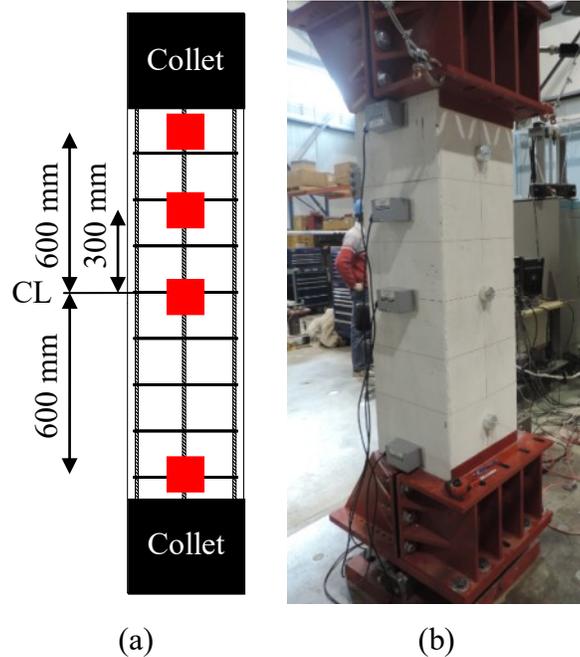


Figure 3-18 : Positionnement des instruments de mesure pour la courbure : (a) schématisation

des inclinomètres et (b) vue des inclinomètres et des attaches pour les potensomètres

Finalement, deux LVDT sont utilisés pour mesurer la largeur des fissures sur la face en traction. Ils sont installés où l'apparition de la première et la deuxième fissure.

## CHAPITRE 4

# Comportement excentrique des colonnes en béton armé à échelle réelle renforcées par des barres et des étriers en PRFV

Le présent article est présenté en anglais.

### **Eccentric Behavior of Full-scale RC Columns with GFRP Bars and Ties**

Michaël Guérin, Hamdy M. Mohamed, Brahim Benmokrane, Antonio Nanni, and Carol K.

Shield

#### **Biographies**

Michaël Guérin is a doctoral candidate in the Department of Civil Engineering at the University of Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada. He received his BSc and MSc in civil engineering from the Faculty of Engineering, University of Sherbrooke, Sherbrooke, Canada. His research interests include the use of fiber-reinforced polymers (FRPs) in reinforced-concrete structures.

**Hamdy M. Mohamed** is a postdoctoral researcher in the Department of Civil Engineering at the University of Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada. He received his BSc and MSc from the Faculty of Engineering, Helwan University, Cairo, Egypt, and his PhD from the University of Sherbrooke, Sherbrooke, Quebec, Canada. His research interests include the use and field applications of fiber-reinforced polymers (FRPs) in reinforced-concrete structures.

**Brahim Benmokrane, FACI**, is professor of civil engineering and NSERC Research Chair in FRP Reinforcement for Concrete Infrastructure and Tier-1 Canada Research Chair in Advanced Composite Materials for Civil Structures in the Department of Civil Engineering at the University of Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada. He is a member of ACI Committee 440 FRP Reinforcement and serves as co-chair of Canadian Standard Association (CSA) committees on FRP structural reinforcing materials for buildings design code (CSA S806), and bridges design code (CSA S6). He is the founding chair of CSA technical committees on specifications CSA S807, and CSA S808.

**Antonio Nanni, FACI**, is the Inaugural Senior Scholar, professor, and chair of the Department of Civil, Architectural, and Environmental Engineering at the University of Miami, and professor of structural engineering at the University of Naples-Federico II, Italy. He was the founding chair and is a member of ACI committee 440, Fiber Reinforced Polymer Reinforcement, and is a member of ACI committees 437, Strength Evaluation of Existing Concrete Structures, and 562, Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Buildings, and chair of ACI committee 549, Thin Reinforced Cementitious Products and Ferrocement. His research interests include construction materials and their structural performance and field applications.

**Carol Shield, FACI**, is a CSE Distinguished Professor in the Department of Civil Engineering at the University of Minnesota. She served as chair of ACI Committee 440 and is an associate member of ACI Committees 408 and 423. Her primary research interests are the

use of composite materials in infrastructure and the behavior of prestressed-concrete structures.

### **Abstract**

Recent years have witnessed noticeable advances in evaluating the behavior and contribution of fiber-reinforced-polymer (FRP) bars in concrete columns under concentric loading. In contrast, limited research seems to have fully investigated full-scale concrete columns reinforced with FRP bars and ties under combined axial and flexural loads. This paper reports experimental data on the behavior of square concrete columns reinforced with deformed and/or sand-coated glass-FRP (GFRP) bars and ties. A total of 12 full-scale concrete columns with a 16 x 16 in (405 x 405 mm) cross section and 80 in. (2,000 mm) in height were constructed and tested up to failure. The columns were loaded under four different levels of eccentricities to develop axial load–moment (P–M) interaction diagrams. The influence of different GFRP bars of comparable quality on the performance of the columns and their P–M interaction diagrams were assessed. In addition, columns reinforced with conventional steel bars and ties were introduced into the test matrix as references. The load–strain behavior for the concrete, bars, and ties; load–deformation curves (axial and lateral); and experimental P–M interaction diagrams are presented herein. The impact of the compressive behavior of longitudinal GFRP bars versus steel bars was assessed. The test results indicate that the specimens reinforced with two comparable types of GFRP bars (deformed and/or sand-coated) under different levels of eccentricity behaved similarly to their steel RC counterparts. Design strain limits were proposed to define the failure-mode mechanisms of the GFRP specimens on the P–M interaction diagram.

**Keywords:** Concrete; column; eccentric, compression; GFRP reinforcement; P-M interaction diagram; failure mode.

## INTRODUCTION

Reinforced-concrete (RC) columns are usually subjected to combinations of axial compression and bending moment, rather than pure axial loading. Bending moments can result from either accidental or intentional load eccentricities and from applied end moments. When designing a RC column subjected to different load cases, a “strength interaction diagram” can be generated by plotting the design axial-force strength,  $\phi P_n$ , versus the corresponding design moment strength,  $\phi M_n$ , for the cross section. This diagram defines the strength of a section at different eccentricities of the load that must encompass all the points associated with  $(M_u, P_u)$ . The cross-section failure of steel-reinforced short columns may be due to either concrete crushing, balanced failure, or concrete crushing after steel yielding. For steel RC members, ACI 318-14 considers a failure tension-controlled whenever the curvature is greater than  $0.008/d$  (corresponding to a strain in the steel of 0.005). The strain of 0.005 was chosen to be significantly higher than the yield strain to ensure ductile behavior.

Up to date, the design of glass-fiber-reinforced-polymer (GFRP) RC columns under combinations of axial compression and bending moment has not been addressed in the American Concrete Institute’s ACI 440.1R-15 [ACI Committee 440 (ACI 2015)] design guidelines and Canada Standards Association CSA/S806-12 standard (CSA 2012). This can be attributed mainly to a lack of experimental data needed to understand the failure mechanism of such members. The latest valuable experimental work on GFRP RC columns under pure axial-

compression loads led to the change in the Canadian code recommendation of using GFRP bars in compression members (De Luca et al 2010, Tobbi et al. 2012, Affi et al 2014a and b, Mohamed et al. 2015). In fact, CSA/S806-12 allows the use of GFRP bars as reinforcement in columns and in compression members, as well as compression reinforcement in flexural members. Since GFRP bars have lower compressive strength than tensile strength (JSCE 1997), ACI 440.1R-15 and CSA/S806-12 state that the strength of any GFRP bar in compression should be ignored in design calculation. In addition, some limitation such as tie spacing should be considered to prevent the instability of GFRP bars and minimize the effect of the relatively high transverse expansion of FRP bars.

The experimental work conducted on concentrically loaded circular and rectangular GFRP RC columns demonstrated that their behavior was very similar to that of conventional steel RC columns, and no appreciable difference has been observed in terms of peak capacity (De Luca et al. 2010, Tobbi et al. 2012, Affi et al 2014a and b). Afifi et al. (2014) concluded that the average load carried by the longitudinal GFRP bars in circular GFRP RC columns ranged between 5% and 10% of the maximum load. Testing GFRP RC columns of rectangular section indicated that the GFRP bars contributed 10% of column capacity (Tobbi et al. 2012). In tests on full-scale rectangular GFRP RC columns, the contribution of the GFRP bars to the column capacity, however, was less than 5% of the peak load (De Luca et al. 2010). Based on these studies, it has been concluded that the contribution of GFRP bars in compression may be ignored when assessing the nominal capacity of an axially loaded RC column. On the other hand, using GFRP ties, spirals, and hoops was found to be efficient in confining the concrete core, delaying initiation and propagation of unstable cracks, and preventing the buckling of

GFRP longitudinal bars at peak load (Pantelides et al. 2013; Mohamed et al. 2014; Afiifi et al. 2015, De Luca et al. 2010).

Recently, limited studies have been conducted on the performance of circular FRP RC columns subjected to combinations of axial compression and bending moment (Hadi et al. 2016, HadHood et al 2016, HadHood et al. 2017). Hadi et al. tested 12 circular concrete specimens reinforced with GFRP bars and spirals under different loading conditions. The effect of replacing steel with GFRP reinforcement and changing the spacing of the GFRP spirals on specimen behavior was investigated. The experimental results show that the axial load and bending-moment capacity of the GFRP RC columns were comparable to those of the conventional steel RC columns having similar reinforcement ratio, concrete strength, and cross-section (Hadi et al. 2016). Hadhood et al. 2017 experimentally constructed the failure envelope for 10 full-scale GFRP RC columns with circular sections. They concluded that compression failure due to concrete crushing controlled the ultimate capacity of the specimens tested under concentric and low eccentric loading ( $e/D$  ratios of 8.2 and 16.4%). In contrast, flexural-tension failure initiated in the specimens tested under high eccentricity ( $e/D$  ratios of 32.8 and 65.6%), resulting from large axial and lateral deformations and cracks on the tension side until secondary compression failure occurred. On the other hand, the experimentally predicted axial and flexural capacity of the GFRP-reinforced high-strength-concrete columns using ACI 440.1R-15 and CSA/CAN S806-12 assumptions and ignoring the compression contribution of the GFRP bars was reasonable but rather conservative relative to the experimental results (Hadhood et al. 2016). In addition to the experimental studies, valuable theoretical approaches were developed by many researchers to better estimate the nominal

axial force and bending moment of GFRP RC columns under static eccentric loading. Zadeh and Nanni developed the P–M interaction diagrams theoretically, assuming that GFRP longitudinal bars are only effective in tension. When subject to compression, they can be replaced with the equivalent area of concrete as if they were not present in the cross section. To avoid exaggerated deflections, a limit of 1% is imposed on the maximum design strain of longitudinal GFRP bars (Zadeh and Nanni 2013). Choo et al. (2006b) derived theoretically that FRP RC members had a tendency to undergo brittle tension failure associated with tensile rupture of the FRP bars. According to their analysis, the balance points did not appear in the strength interactions of these columns due to the differences in material stress–strain responses. Thereafter, Choo et al. (2006a) introduced a set of equations to determine the minimum FRP reinforcement ratio for rectangular cross sections under pure bending loads.

### **RESEARCH SIGNIFICANCE**

Reinforced-concrete columns are usually subjected to combined axial load and bending moments. Because of a lack of experimental evidence, the American Concrete Institute’s ACI 440.1R-15 [ACI Committee 440 (ACI 2015)] current design guidelines do not address the design and analysis of these structural elements. The objective of this study was to obtain experimental data and to better understand the behavior and failure mechanics of full-scale concrete columns reinforced with GFRP bars and ties tested under combined axial load and bending moments. Twelve full-scale RC columns were tested under different levels of eccentricity. The effects of reinforcement type (GFRP versus steel) and two different types GFRP bars (deformed and/or sand-coated) of comparable quality were investigated. The experimental data provide the evidence required to include design provisions in the

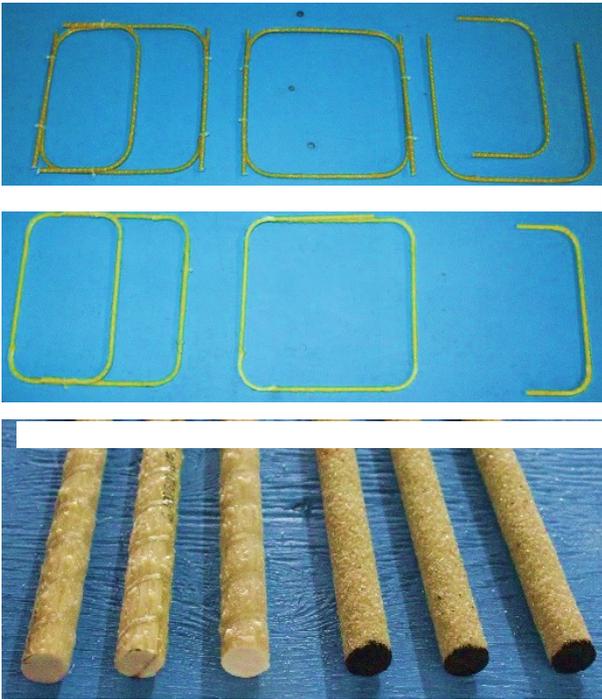
forthcoming ACI 440 code for the use of GFRP bars and ties as internal reinforcement in eccentrically loaded compression members.

## EXPERIMENTS

### Materials

All of the columns specimens were cast with normal-weight, ready-mixed concrete. The target compressive strength of the concrete was 40 MPa (5.8 ksi) after 28 days. The measured compressive strength was determined based on the average test results of five concrete cylinders tested on the same day as the start of testing of the column specimens ( $42.3 \pm 1.2$  MPa ( $6.13 \pm 0.17$  ksi)). Two different types of GFRP bars and ties manufactured by Pultrall Inc. (Thetford Mines, QC, Canada) and Hughes Brothers Inc. (Seward, NE, USA) were used and are identified herein as Type A and Type B, respectively. Both GFRP bar types have the same nominal cross section and different surface preparations: sand coating for bar Type A and deformed with helical wrapping and sand coating for Type B. Number 6 (20 mm (0.8 in.) diameter) GFRP bars were used as longitudinal reinforcement; #3 (10 mm (0.4 in.) diameter) GFRP ties and crossties were used in the transverse direction. Type A closed ties and two Type B C-shaped ties were used to confine the columns. Crossties were used at the center of the cross section with tail lengths equal to  $12 d_b$  ( $d_b$  is the tie diameter) as shown in Figure 1. The tail lengths were designed to be equal  $12 d_b$  (120 mm), and the overlap lengths of the closed ties and C-shaped ties were considered to be equal approximately to the width of the ties. The GFRP bars and ties used in this study were manufactured with the pultrusion process using glass fibers for Type A and Type B impregnated in a modified vinyl-ester resin. The tensile properties of the GFRP bars were determined by testing five representative specimens

of each bar type according to ASTM D7205 (2011), as reported in Table 1. It should be mentioned that the mechanical properties were calculated using nominal cross-sectional areas of 71, and 285 mm<sup>2</sup> (0.11 and 0.44 in.<sup>2</sup>) for the 10 and 20 mm (0.4 and 0.8 in.) diameters, respectively. The immersed cross-sectional areas were determined according to ASTM D7205 (2011), as reported in Table 1. Grade 60 steel bars were used to reinforce the steel-reinforced control specimens. Deformed #6 (M20) and #3 steel bars were used as longitudinal and tie reinforcement, respectively. The mechanical properties of these steel bars were obtained by testing five representative specimens of each diameter according to ASTM A615/A615M-14, as shown in Table 1.



GFRP Bars Type B                      GFRP Bars Type A

**Fig. 1**–Overview of GFRP bars and ties

**Table 1** – Mechanical properties of the GFRP and steel reinforcement

RFT Type	$d_b$ (mm)	$A_f^a$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{im}^d$ (mm <sup>2</sup> )	$E_f$ (GPa)	$f_{fu}$ (MPa)	$\epsilon_{fu}$ (%)	Surface Configuration
GFRP Type A	10	71	86.8±3.6	53.3±0.24	1137 <sup>b</sup> ±23	2.10±0.0	Sand-coated
	20	285	309±4.5	51.3±0.68	1317±40	2.60±0.1	
GFRP Type B	10	71	83±1.14	46	827 <sup>b</sup>	1.79	Helical wrapping with sand coating
	20	285	346±3.8	48.2±0.48	838±19	1.74±0.04	
Steel	10M	100	---	200.0	$f_y^c = 480±10$	$\epsilon_y^c = 0.2$	Ribbed
	20M	300	---	200.0	$f_y = 460±15$	$\epsilon_y = 0.2$	

<sup>a</sup> Nominal cross-sectional area.

<sup>b</sup> Tensile strength of straight bar.

<sup>c</sup>  $f_y$  and  $\epsilon_y$  are the yield strength and strain of the steel bars, respectively.

<sup>d</sup> Immersed cross-sectional area (measured).

Note: properties calculated based on the nominal cross-sectional area, (1 mm = 0.0394 in; 1 mm<sup>2</sup> = 0.00155 inch<sup>2</sup>; 1 MPa = 0.145 ksi).

## Specimen Details

The experimental program was designed to provide data on the eccentric behavior of square concrete columns reinforced with GFRP bars and ties. A total of 12 full-scale RC columns—including eight reinforced with GFRP bars and ties and four control specimens reinforced with steel bars and ties—were tested under eccentric loading to determine their P–M interaction diagrams. All the columns measured 16 × 16 in. (405 × 405 mm) and were 80 in. (2000 mm) in length. The concrete cover was kept constant at 1.5 in. (38 mm) for all specimens. All the columns were tested under eccentric loading. The specimens were divided into three groups (I, II, and III) of four identical columns. Groups I and II were reinforced with Types A and B GFRP reinforcement, respectively; Group III control specimens were reinforced with steel.

Four different levels of eccentricities equal to 1.57, 3.15, 6.30, and 12.60 in. (40, 80, 160, and 320 mm), corresponding to eccentricity-to-width ratios of  $e = 0.1 h_o$ ,  $0.2 h_o$ ,  $0.4 h_o$ , and  $0.8 h_o$  were used to develop the experimental P–M interaction diagrams. Table 2 provides the test

matrix and reinforcement details of the columns. Each specimen's code consists of letters and numbers. The letter C stands for column specimen. The letters G and S identify specimens as being reinforced totally with GFRP or steel reinforcement, respectively. The letters A and B refer to the type of GFRP reinforcement used (bars and ties). The numbers 40, 80, 160, and 320 represent the applied eccentricity in mm. The reference steel RC columns had the minimum amount of longitudinal reinforcement and the minimum tie cross-sectional area at the maximum spacing ( $16d_b$ , where  $d_b$  is the bar diameter) mandated in Sections 10.9.1 and 7.10.5.2, respectively, of ACI 318-14. The total area of the deformed steel bars was 1.0% of the gross section area,  $A_g$ , using six #6 (20 mm diameter (0.78 in.)) bars. Deformed #3 steel ties (10 mm diameter (0.39 in.)) were used, spaced on 12 in. (304 mm) centers. The same longitudinal reinforcement ratio (1.0%) was used for all the GFRP specimens with six #6 GFRP bars. The same bar size was used for the GFRP ties, with the spacing reduced to 6 in. (152 mm) to account for the difference in moduli of elasticity. GFRP and steel cages were assembled for the various column configurations, as shown in Figure 2. The tie spacing for all specimens was reduced to 50 mm outside the test region at both ends of the columns (250 mm (9.8 in.) in length) to avoid premature failure.



Type A GFRP cages

Type B GFRP cages

Typical steel cages

**Fig. 2**–Overview of the assembled GFRP and steel cages

**Table 2**–Test matrix, specimen details, and summary of test results

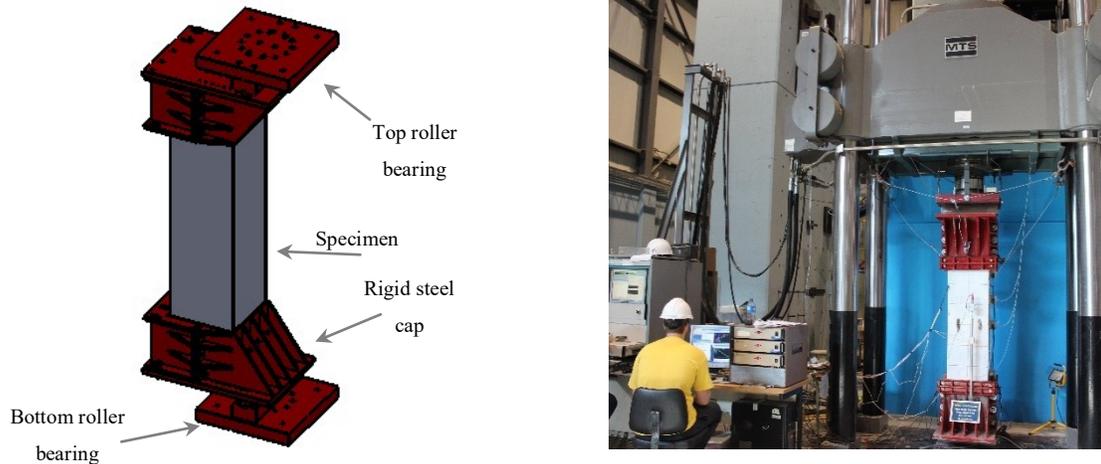
Reinf. (Group)	Specimen ID	Eccentricity		$P_{peak}$ (kN)	$\Delta_{peak}$ (mm)	$M_I$ (kN.m)	$M_{II}$ (kN.m)	$M_{max}$ (kN.m)	$\frac{P_{bar,peak}}{P_{peak}}$ (%)	$P_{bar,peak}$ (kN)
		$e$ (mm)								
Type A GFRP (I)	CGA40	40	$0.1 h_o$	4760	4.3	190	21	211	2.5	120
	CGA80	80	$0.2 h_o$	3354	4.8	268	16	284	2.6	90
	CGA160	160	$0.4 h_o$	1943	9.2	311	18	329	4.4	85
	CGA320	320	$0.8 h_o$	745	21.7	238	16	255	12.1	90
Type B GFRP (II)	CGB40	40	$0.1 h_o$	4417	3.7	177	16	193	3.0	135
	CGB80	80	$0.2 h_o$	3200	5.6	256	18	275	3.1	100
	CGB160	160	$0.4 h_o$	1589	9.9	254	16	270	6.4	102
	CGB320	320	$0.8 h_o$	645	19.9	206	13	219	14.6	94
Steel (III)	CS40	40	$0.1 h_o$	4872	4.0	195	20	214	7.4	360
	CS80	80	$0.2 h_o$	3815	5.9	305	22	328	10.4	396
	CS160	160	$0.4 h_o$	2318	9.0	371	21	392	17.1	396
	CS320	320	$0.8 h_o$	957	18.9	306	18	324	35.7	342

Note :  $e$  = eccentricity,  $h_o$  =column width,  $M_{max}$  and  $P_{max}$  are the peak axial load and the corresponding moment.

(Note: 1 mm = 0.0394 in.; 1 kN = 0.225 kips; 1 MPa = 0.145 ksi, 1 kN.m = 0.7375 kip.ft).

## **Instrumentation and Test Setup**

Strains in the longitudinal reinforcing bars and ties were measured with electrical-resistance strain gauges. In addition, strain gauges were mounted on the concrete outer surface to measure compressive strains. Column lateral deflection was measured with three LVDTs placed at mid- and quarter-height. Prior to testing, all the specimens were capped at both ends with a thin layer of high-strength cement grout for leveling and to ensure uniform distribution of the applied load across the cross section. The test setup was designed and fabricated at the University of Sherbrooke's structural laboratory. Rigid steel caps were designed and fabricated to accommodate the column and to prevent premature failure of the end zones. High-strength cement grout was used to fill the column end caps as well as to maintain full contact between the concrete column sides and the end caps. The loads were applied through two roller bearings that were bolted to the steel end caps at the designed eccentricity. The column specimens were tested with a 11,400 kN (2563 kip) MTS testing machine. The machine's internal load cell and LVDTs were used to measure the axial load applied to the column specimens and the machine-head displacement, respectively. Load, lateral deflection, and reinforcement and concrete strains were recorded during the test with an automatic data-acquisition system connected to a computer. Figure 3 shows the test setup, MTS testing machine, and data-acquisition system used.



**Fig. 3–** a) Overview of test setup, and b) MTS loading machine and data-acquisition system

## Test Results and Discussion

Table 2 summarizes the results obtained for all the columns tested. The following sections present the general behavior in terms of failure modes, strain in the longitudinal GFRP and steel bars on the compression and tension sides, tie strain, and concrete strains.

### General Behavior and Failure Modes

The test results indicate that the level of eccentricity had a greater impact on the mode of failure than the type of reinforcement. Figure 4 clearly shows distinctly different failure patterns for the GFRP and steel RC columns loaded at different eccentricities. An increase in the level of eccentricity (from  $0.1 h_o$  to  $0.8 h_o$ ) significantly decreased the failure load and increased the mid-height lateral displacement and flexural–tension cracking. Similar crack-pattern characteristics were observed in the GFRP and steel RC columns at the same level of eccentricity. Figure 4 provides photographs showing typical global crack patterns and failure modes of the specimens. As expected, all the specimens failed right at column mid-height.

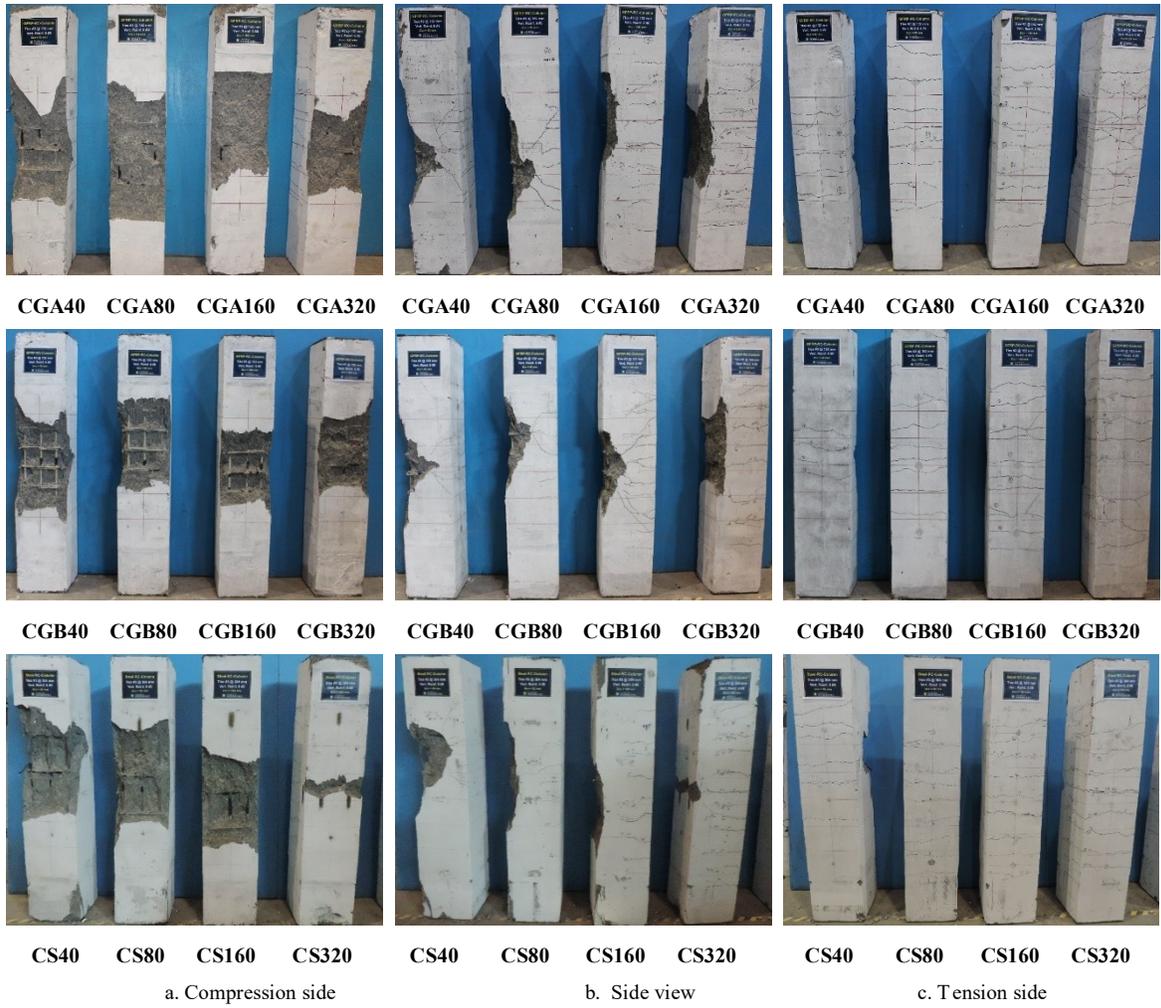
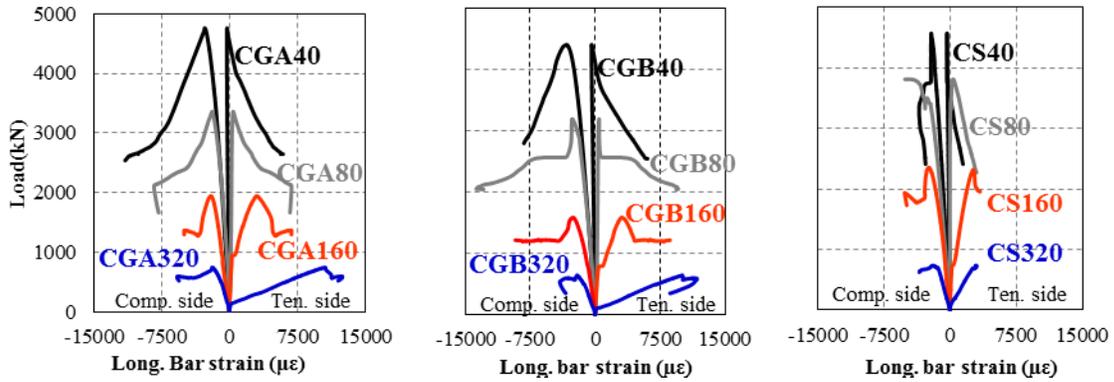


Fig. 4—Cracking appearance and failure modes of test specimen: compression and tension faces and side view

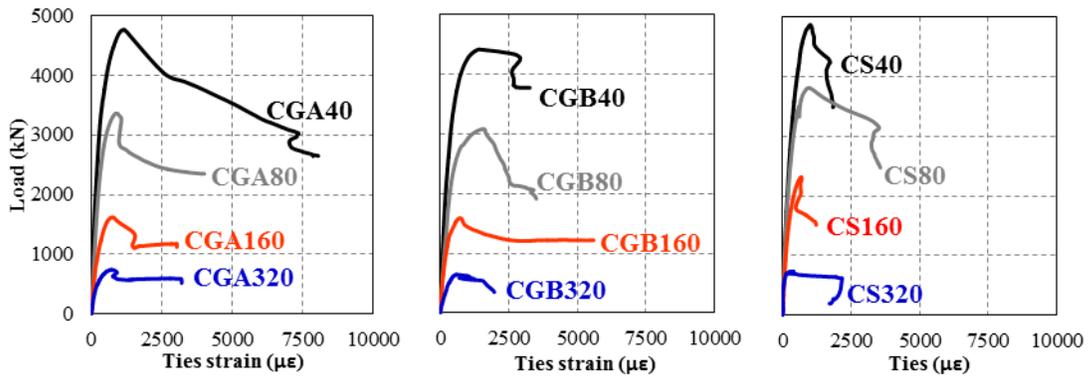
**Columns under Low Eccentricity from  $0.1 h_o$  to  $0.2 h_o$**

The crack patterns and failure modes for CGA40, CGB40, and CS40, tested under an eccentric load of  $0.1 h_o$ , were similar to that of CGA80, CGB80, and CS80, tested under an eccentric load of  $0.2 h_o$ . The concrete cover for all of these specimens was visually free of cracks on both the tension and compression sides up to approximately 85 to 90% of their peak loads. After that, limited vertical compression cracks started to appear at mid-height on the compression side and gradually increased, initiating cover spalling as the column load

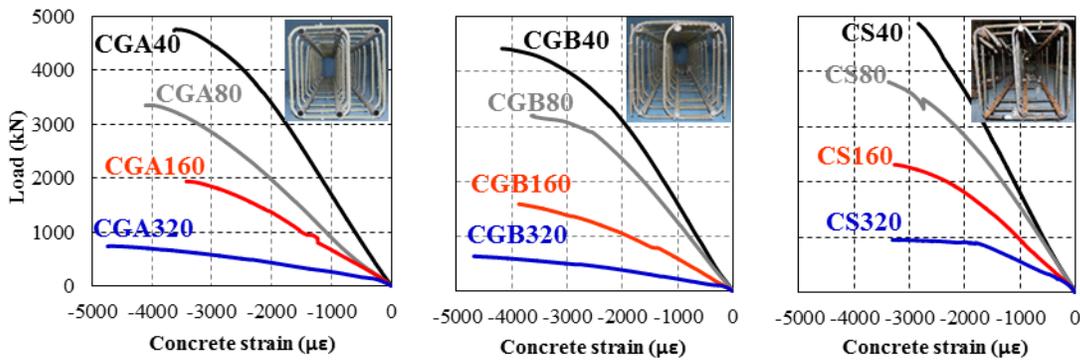
increased up to the peak point. The maximum eccentric load at peak,  $P_{\text{peak}}$ , sustained by CGA40, CGB40, and CS40 was 4,760, 4,400, and 4,870 kN (1070, 989, and 1094 kip), respectively. In the case of CGA80, CGB80, and CS80, increasing the eccentricity from  $0.1 h_o$  to  $0.2 h_o$  reduced the maximum load to 3,350, 3,200, and 3,800 kN (753, 719, and 854 kip), respectively. The higher loads correspond to specimens reinforced with steel, followed by specimens reinforced with Type A GFRP and then those with Type B GFRP. At this load level, the axial strain on the column side experienced highest compression side in the longitudinal bars was -2,740, -3,290, and -2,130  $\mu\epsilon$ , and the concrete strain was -3,500, -4,000, -3,100 microstrains ( $\mu\epsilon$ ) for CGA40, CGB40, and CS40, respectively (see Figs. 5.a and 5.b). The recorded steel strain indicates that the steel bars yielded and would not contribute to column strength after peak. The corresponding recorded strain in the reinforcement at the opposite side for these specimens was minimal compression (-250, -400, and -320  $\mu\epsilon$ , respectively). The measured average tie strain obtained for the GFRP and steel specimens at peak load were 1,300 and 1,000  $\mu\epsilon$  (see Figure 5.b), respectively, which is less than 10% and 50% of the ultimate tensile strain of the GFRP (Types A and B) and steel yield strain, respectively. These results indicate that specimens under eccentric loading ( $0.1 h_o$ ) showed a compressive strain gradient at the peak load over the cross section. On the other hand, increasing the eccentricity from  $0.1 h_o$  to  $0.2 h_o$  affected the strain gradient for CGA80, CGB80, and CS80 at the peak level. The recorded strains in the tension reinforcement in these specimens show a low level of tensile stresses corresponding to a strain equal to 430, 450, and 380  $\mu\epsilon$ , respectively, which is less than 2% and 3% of the ultimate tensile strain of the Types A and B GFRP bars, and less than 20% of the steel yield strain, respectively. The corresponding average concrete strain for these specimens were -4,080, -3,500, -3,300  $\mu\epsilon$ ,



(a) Load–bar–tension and compression strain relationship



(b) Load–tie–strain relationship at mid-height on the compression side.



(c) Load–concrete–strain relationship at mid-height.

**Fig. 5**–Load–reinforcement and concrete strain relationship at mid-height

(Note: 1 kN = 0.225 kips.)

respectively. In general, the measured concrete strain shows that compression was the dominant failure mode in specimens under eccentric loading ( $0.1 h_o$  and  $0.2 h_o$ ). The average

140

measured strain, however, is close to the limit of the concrete crushing strain of 3,500 and 3,000  $\mu\epsilon$  specified in CSA standards (CSA S806-12) and ACI 440.1R standards (ACI 2015), respectively.

Finally, the cover spalled suddenly after the peak load, and significant microcracks in the core combined with axial and lateral deformations caused the core on the compression side to dilate, activating the passive confining pressure of the tie reinforcement. A major flexural-tension crack was observed only immediately after peak load at column mid-height. Then, limited diagonal flexural-tension cracks appeared and progressed towards the middle zone on the compression side (see Fig. 4). Afterward, the GFRP and steel RC columns failed in a sudden, brittle, and explosive manner due to crushing of the concrete core on the compression side, combined with buckling of the longitudinal GFRP and steel bars as well as the rupture of the GFRP ties at the corners. At failure, the measured strains in the GFRP tension reinforcement were less than 50% of the ultimate tensile strain of the Types A and B GFRP bars. At this level, the average axial strain in the GFRP bars on the compression side reached -11,800, -8,100, -8,500, and -13,400  $\mu\epsilon$  in CGA40, CGB40, CGA80, and CGB80, respectively. The results reveal that the thickness of the spalled concrete and the concrete-core degradation in the columns tested under eccentric loading of  $0.1 h_o$  was greater than that of those tested at  $0.2 h_o$ .

#### **Columns under Medium Eccentricity ( $0.4 h_o$ )**

Increasing the level of eccentricity from low ( $0.1 h_o$  and  $0.2 h_o$ ) to medium ( $0.4 h_o$ ) significantly affected the general behavior in terms of strength, strain in concrete and

reinforcement, crack patterns, and failure mode. For CGA160, CGB160, and CS160, concrete crushing, lateral deformation, and flexural–tensile cracking contributed to the final failure. Figure 5 shows the load versus strain in the longitudinal bars, concrete, and ties. The first part of the ascending branches of these curves is almost linear. The first and second hairline transverse cracks appeared in the middle region on the tension side of CGA160, CGB160, and CS160 at 18%, 22%, and 16% of the peak loads, respectively. At this load level, the corresponding recorded tensile-bar strains ranged from 100 to 150  $\mu\epsilon$ .

As the applied load increased, the initial cracks widened significantly; additional parallel cracks propagated along the column height and opened towards the neutral axis of the columns, up to the corresponding peak loads (1,950, 1,590, and 2,320 kN (438, 357, 521 kip). Vertical cracks on the compression side were observed immediately before the peak load was reached. The ties on the compression side were activated to confine the concrete core, with an average strain of 900  $\mu\epsilon$  in the GFRP ties and 650  $\mu\epsilon$  in the steel ties. At this load level, the concrete compression strain of three tested columns varied from 3,200 to 3,600  $\mu\epsilon$ , which is comparable to the limit of 3,000 or 3,500  $\mu\epsilon$  provided in the design codes and guides. On the other hand, the recorded strains in the tension reinforcement of CGA160 and CGB160 showed a moderate level of tensile stresses, corresponding to a strain equal to 3,000 and 3,200  $\mu\epsilon$ , respectively, which is less than 15% and 20% of the ultimate tensile strain of the Types A and B GFRP bars, respectively. The corresponding strain in the compressive reinforcement was -1,900 and -2,500  $\mu\epsilon$ , respectively. This could be described as compression–ductile transition behavior initiated by flexural cracking. In the case of CS160, the tension reinforcement yielded early and recorded a strain at peak load equal to 2,800 $\mu\epsilon$ , representing failure in the

transition region (reinforcement tensile strain between 2,000  $\mu\epsilon$  and 5,000  $\mu\epsilon$ ). Moreover, the results indicate that the compression reinforcement for this specimen yielded at peak with a strain equal to 2,250  $\mu\epsilon$ .

Afterward, the specimens CGA160, CGB160, and CS160 lost 33% , 22%, and 21% of their maximum capacities due to the gradual spalling of the concrete cover. The cover spalling was marked by the separation of small pieces of concrete on the compression side. Once the cover spalled, the confining restraint provided by the ties was activated; and the column was again able to sustain load. Post-failure, however, was characterized by a continual crushing of the compression block, widening flexural–tensile cracks, and excessive axial and lateral deformations, which led to the test being stopped. The measured strains in the GFRP bars before the test was halted were 6,800 and 8,600  $\mu\epsilon$ , representing 26% and 50% of the ultimate tensile strain of the Types A and B GFRP bars, respectively. Inspection of the GFRP bars on the compression side indicated that no damage was associated with crushing of the concrete core.

### **Columns under High Eccentricity ( $0.8 h_o$ )**

The three columns tested under high initial eccentricity ( $0.8 h_o$ ) (CGA320, CGB320, and CS320), distinctly behaved as flexural members. These columns failed in a ductile, slow, and soft manner compared to those tested under lower eccentricities. The specimens developed cracks on the tension side when the maximum applied tensile stress reached the concrete's tensile strength. Cracks formed at low axial-load levels, ranging from 15% to 18% of the peak load. Increasing the applied load resulted in more flexural cracks gradually developing

throughout the column height and was associated with excessive lateral and axial deformations. The flexural-crack length and width at the mid-height increased abruptly as the load reached the peak point at 750, 650, and 950 kN (168, 146, and 213 kip) and for CGA320, CGB320, and CS320, respectively. At this load level, the tension reinforcement of these specimens showed a high level of tensile strain equal to 10,600, 10,200, and 3,000  $\mu\epsilon$ , respectively, which represents 40%, 58%, and 125% of the ultimate tensile strain of the Types A and B GFRP bars and the steel yield strain, respectively. The corresponding average concrete strains were -4,700, -4,600, and -3,200  $\mu\epsilon$ , respectively. The strains in the compression bars were moderate and varied from -2,000 to -2,500  $\mu\epsilon$ . After the peak load, the columns experienced slight strength decays of 3% to 6% due to cover spalling or steel yielding. In this context, cover spalling or steel yield do not represent the termination of flexural-axial capacity. Rather, compressive strain in the GFRP bars at post peak stage and the post-yield strain compatibility and internal-force equilibrium were maintained in GFRP RC and steel RC specimens, leaving section strength intact.

Loading continued until the columns suffered severe crack widening and lateral deformation or until they reached the machine's maximum axial displacement limit. In fact, the ultimate tensile rupture strains of the Types A and B GFRP bars were 26,000 and 17,400  $\mu\epsilon$ , respectively. Test observations, however, indicate that such a strain leads to unacceptably large deformations, cracking, and compression-block degradation in reaching the full tensile capacity of the bars. This is in good agreement with the suggestion provided by Zadeh and Nanni (2013) to limit the tensile design strain of GFRP bars to 1.0%. On the other hand, ACI 318-14 considers that failure is tension-controlled whenever the net tensile strain in the

extreme tension reinforcement is sufficiently high ( $\geq 0.005$ ) or the curvature is greater than  $0.008/d$ , for which warning of failure by excessive deflection and cracking may be expected. In addition, a nonlinear sectional analysis of curvatures at failure showed that the curvatures of typical FRP-reinforced beams at failure varied between  $0.0138/d$  and  $0.0176/d$  for tension-controlled failures (Gulbrandsen 2005). The test results herein reveal that the measured curvature at peak load for CGA320 and CGB320 was close to  $0.015/d$ . Accordingly, their failure can be called flexural-tension failure, resulting from excessive axial and lateral displacements and severe visible wide cracks on the tension face until a secondary compression failure occurred due to strain limitations in the concrete and continual crushing of the compression block.

As shown in Fig. 5.c, the GFRP and steel ties were activated to confine the compressive concrete block after concrete-cover spall off. The maximum tie strains measured in the Types A and B GFRP and steel specimens were 3,200, 1,900 and 2,200  $\mu\epsilon$ , respectively. Apparently, the GFRP ties at a spacing of 6 in. (152 mm) were sufficient to ensure the expected strength under high load eccentricity and to prevent the longitudinal reinforcement from buckling.

### **Effect of Test Parameters**

In this section, the load-axial and lateral displacement relationships for each group are presented to show the effect of test parameters on the axial-flexural moment capacity of the specimens (see Fig. 6). Table 2 reports the following results for each specimen: peak load  $P_{peak}$ ; total moment at peak  $M_{peak}$ ; lateral displacement at peak  $\Delta_{peak}$ ; load carried by the reinforcement  $P_{bar,peak}$  (computed by multiplying the nominal area of longitudinal reinforcement by the average strain at peak and modulus of elasticity of the bar material, only

bars on the compression side of the neutral axis have been used in this calculation); and the ratio of the load carried by the reinforcement and the peak load,  $P_{bar, peak}/P_{peak}$ .

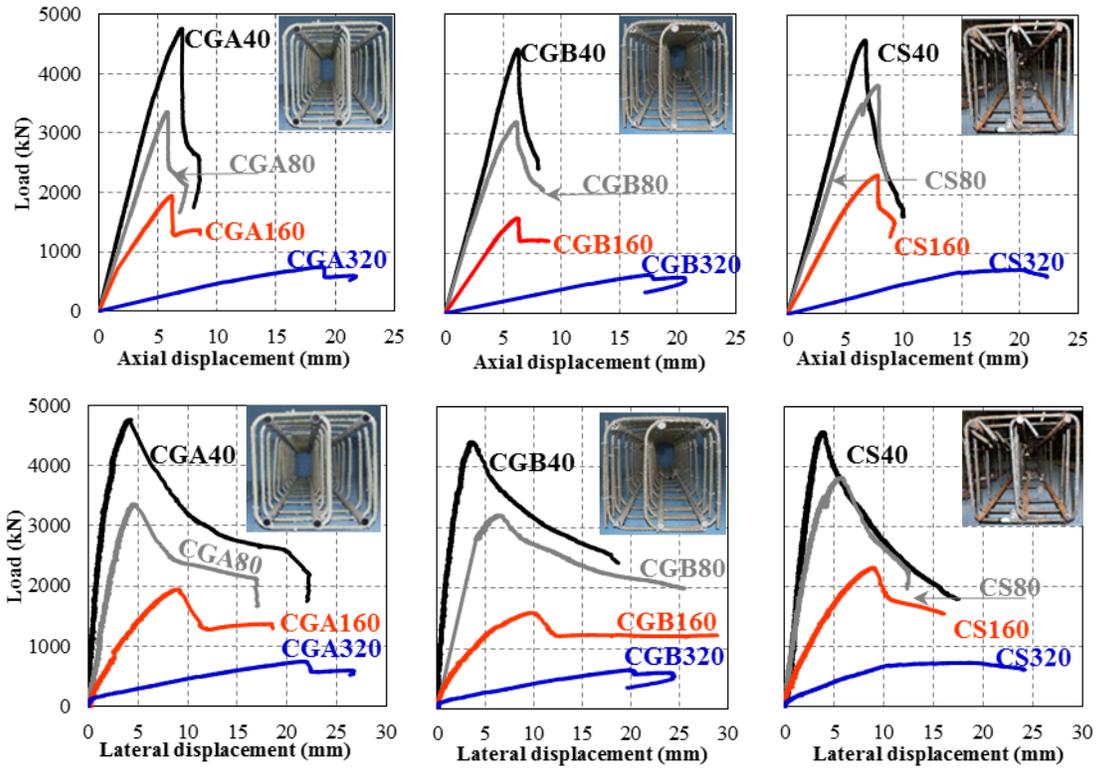


Fig. 6—Load–axial and lateral displacement relationship

(Note: 1 mm = 0.0394 in.; 1 kN = 0.225 kips)

### Initial Eccentricity ( $e$ ) and Second-Order Effects

The overall behavior of the specimens in each group was significantly affected by the first-order effect (initial eccentricity). Increasing the level of eccentricity from  $0.1 h_o$  to  $0.8 h_o$  reduced the strength as well as the axial and lateral stiffness of the specimens in each group. The peak loads ( $P_{peak}$ ) of specimens reinforced with Type A GFRP (CGA80, CGA160, and CGA320) were 70%, 41%, and 16% lower than that of CGA40. The corresponding peak loads for CGB80, CGB160, and CGB320 were 75%, 43%, and 17% that of CGB40. Similar

reductions in the axial-load capacities were recorded for the steel-reinforced specimens (CS80, CS160, and CS320): 78%, 47%, and 19.5%, respectively, compared to CS40. These results indicate that, as the eccentricity increased from  $0.1 h_o$  to  $0.8 h_o$ , the neutral axis migrated into the cross section and the failure mode changed as the stress state changed from pure compression to combined compression and flexure, and the flexural stresses became predominant. The change in the stress state over the cross section affected the axial and lateral stiffness of the specimens (see Fig. 6). All columns tested under the same level of low eccentricity ( $0.1 h_o$  or  $0.2 h_o$ ) initially behaved similarly and exhibited linear load–strain behavior in the ascending part up to 85% of their peak loads. After this stage, a nonlinear ascending branch was observed, resulting from microcracking and softening of the concrete block. A sudden drop in the load-carrying capacity of the section is clearly noticeable after that point due to cover spalling and the second-order effect. The figure shows that the initial axial and lateral stiffness of the specimens tested under  $0.2 h_o$  eccentricity decreased, on average, to 75% of the specimens tested under  $0.1 h_o$  eccentricity. The descending branches of the specimens tested at  $0.2 h_o$  were more ductile than those at  $0.1 h_o$ .

Increasing the eccentricity to  $0.4 h_o$  significantly influenced the axial and lateral stiffness of the specimens. As the load increased, flexural cracking eventually occurred within the mid-height of the test region, and the post-cracking stiffness decreased considerably to, on average, 36% of that of the corresponding specimens tested under  $0.1 h_o$  eccentricity. After cracking occurred, the load–displacement curves of the specimens were initially linear and then nonlinear with reduced stiffness up to failure. The nonlinearity continued to increase and was more pronounced near the peak load as the result of the second-order effect. Increasing the

eccentricity to  $0.8 h_o$  led to a distinctly more pronounced flexural behavior with severe reductions in the axial and lateral stiffness of the specimens tested (CGA320, CGB320, and CS320). The test results indicate the post-cracking axial and lateral stiffness were considerably lower, on average, 15% of that for the corresponding specimens tested under  $0.1 h_o$  eccentricity.

The value of  $P_{peak}$  is defined as the experimental ultimate axial load and  $\delta$  as the measured mid-height lateral displacement at peak. Table 2 provides the experimental moments based on  $M_{max} = P_{peak} (e + \delta)$  (taking into account  $P-\Delta$  effects),  $M_I = P_{peak} \times e$ , and  $M_{II} = P_{peak} \times \delta$ . The results indicate that the induced moment from the second-order effect was insignificant. The average  $M_I / M_{max}$  and  $M_{II} / M_{max}$  for the three specimens tested at  $0.1 h_o$  eccentricity were 90% and 10%, respectively. The corresponding average ratios for all the specimens tested at higher eccentricities ( $0.4 h_o$ , and  $0.8 h_o$ ) were 96% and 4%, respectively. Thus, the second-order effect was not dominant in the tested columns. This can be attributed to the fact that the columns were designed as short columns (slenderness ratio equal to 17) to avoid the effect of the slenderness and stability phenomena.

### **Effect of Modulus of Elasticity of Longitudinal Reinforcement**

All the specimens were designed to have the same longitudinal-reinforcement ratio (1.0%). One specimen from each group was tested under the same level of eccentricity to show the effect of the modulus of elasticity of the longitudinal reinforcement (two types of comparable GFRP bars versus steel bars) on strength. The four GFRP RC specimens (CGA40 and CGB40 at  $0.1 h_o$  eccentricity, and CGA80 and CGB80 at  $0.2 h_o$  eccentricity) exhibited the same load–

axial and lateral behavior as the steel RC counterparts (CS40 and CS80) (see Figure 6.a and b). The axial capacities of the GFRP RC columns (CGA40, CGA80, CGA160, and CGA320) were slightly affected (2.3%, 12%, 16%, and 22% lower) compared to their steel RC counterparts (CS40, CS80, CS160, and CS320, respectively). The corresponding values for the Type B GFRP RC specimens (CGB40, CGB80, CGB160, and CGB320) were 9%, 16%, 31%, and 32% lower, respectively. This reduction can be attributed to the contribution of bar reinforcement in the compressive block, as shown in Table 1. The specimens with Type A GFRP reinforcement evidenced greater strength reduction than those with Type A reinforcement at the same level of eccentricity. This can be attributed to the difference in the moduli of elasticity and bar area between Type A (51.3 GPa; 299 mm<sup>2</sup>) and Type B (48.2 GPa; 285 mm<sup>2</sup>).

The average load carried by the longitudinal GFRP reinforcement was, on average, 3%, 5%, and 13% of the peak load for specimens tested at low ( $0.1 h_o$  and  $0.2 h_o$ ), medium ( $0.4 h_o$ ), and high ( $0.8 h_o$ ) eccentricity, respectively. In contrast, the average load carried by the vertical steel reinforcement was on average 9%, 17% and 36% of the peak load for specimens tested under small ( $0.1h_o$  and  $0.2h_o$ ), medium ( $0.4h_o$ ), and large ( $0.8h_o$ ) eccentricity, respectively.

Table 2 presents the average load at peak that the GFRP and steel bars contributed ( $P_{bar, peak}$ ); the bars on the tension side were neglected in the calculation. The results indicate that the GFRP bars carried less compressive stress than the steel ones because of their lower moduli of elasticity. Moreover, the concrete carried more stress than the steel counterparts due to its reserve capacity. The compression contribution of the steel reinforcement was 3 to 4 times that of the GFRP reinforcement. This ratio is close to that of the modulus of elasticity of

the steel bar to that of the GFRP bar (steel/ Type A GFRP = 3.8 and steel/ Type B GFRP = 4.1).

Figure 6 shows that the axial and lateral stiffness of both GFRP and steel RC specimens at low eccentricity ( $0.1 h_o$  and  $0.2 h_o$ ) were not influenced by the reinforcement type or grade of GFRP bars. Column stiffness under these levels of eccentricity was almost identical regardless of the reinforcement type, representing the behavior of the uncracked column with the gross moment of inertia of the concrete cross section. On the other hand, when the eccentricity increased from low to medium ( $0.4 h_o$ ) and then to high ( $0.8 h_o$ ), the flexural behavior was more noticeable. Post-cracking stiffness was influenced by the reinforcement type (steel versus GFRP) and grade of GFRP bars. The figure indicates that the steel RC columns had slightly higher stiffness than those reinforced with Type A GFRP, followed by those reinforced with Type B GFRP. The difference in the stiffness is not directly proportional to the ratio between the moduli of elasticity. This can be attributed to the contribution of the applied axial compression force to suppress tensile cracking and control crack propagation in the cross section.

Figure 6 shows that the GFRP and steel columns had stable post-peak descending branches and high ductility, as measured by lateral deformation. Nevertheless, the GFRP RC specimens have a longer post-peak descending branch than their steel RC counterparts (especially for specimens at  $0.1 h_o$ ,  $0.2 h_o$ , and  $0.4 h_o$  eccentricity). This is can be explained by the fact that the steel bars on the compression and tension sides have zero tangent modulus after yielding and would therefore not contribute to column strength compared to the GFRP bars, which retained

their moduli of elasticity up to the end of loading. This was evident as, once the load was removed, the GFRP RC columns returned to their original shape and the cracks disappeared. In contrast, the yielding plateau of the steel RC columns resulted in permanent severe wide cracks and lateral deformation.

### Failure Envelopes of GFRP versus Steel RC Members

Figure 7 shows the P–M path at constant  $e$  for the tested columns with the same reinforcement and different end eccentricities for each group. Connecting the failure points (peak points for  $0.1 h_o$ ,  $0.2 h_o$ ,  $0.4 h_o$ , and  $0.8 h_o$ ) yields the the normalized failure envelopes (P–M interaction diagram). The normalized axial force  $k_n$  and the normalized bending moment  $R_n$  are given by:

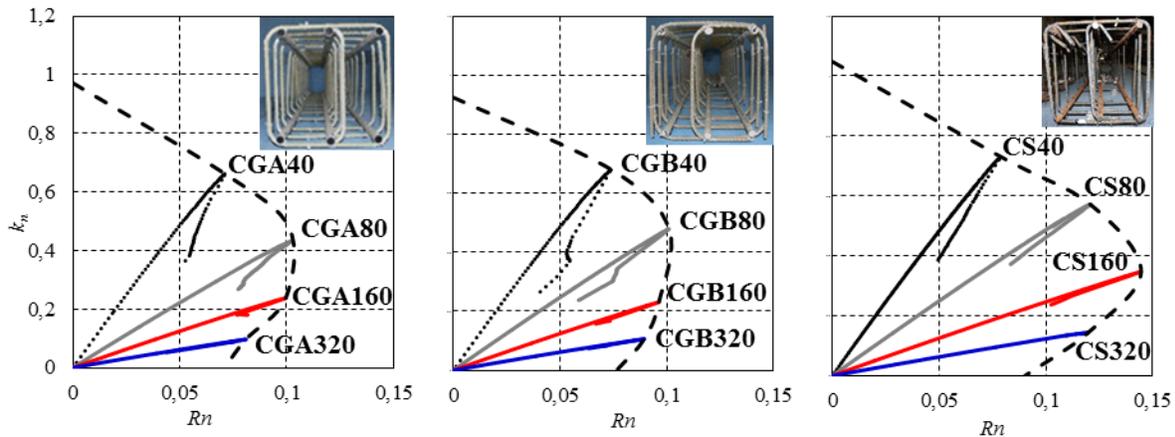
$$k_n = \frac{P_n}{f'_c A_g} \quad (1)$$

$$R_n = \frac{M_n}{f'_c A_g h_o} \quad (2)$$

$$M_{ni} = M_{li} + M_{lli} = P_i \times e + P_i \times \delta_i \quad (3)$$

where  $A_g$  is the gross sectional area;  $f'_c$  is the cylinder concrete strength;  $h_o$  is the column width;  $e$  is the initial eccentricity;  $P_i$  and  $\delta_i$  are the applied load with the corresponding lateral displacement; and  $M_{ni}$ ,  $M_{li}$ , and  $M_{lli}$  are the corresponding total moment, and the moment resulting from the first- and second-order effects, respectively, at column mid-height. The interaction diagram for the GFRP RC columns exhibits the characteristic “knee” shape found with steel RC columns in which the moment resistance increases as the axial load decreases until the inflection point (known as the balance point for steel RC columns) is reached. Its slope is not continuously downward, but reverses sign at the inflection point. At this point, the

moment and axial resistances start decreasing simultaneously. These results are in good agreement with a recent study on circular GFRP RC column (Hadhood et al. 2016). It can be seen that the failure envelope of each group was slightly affected by reinforcement type. The failure envelope of the steel RC columns is slightly larger than that of the columns reinforced with Type A GFRP bars, followed by the columns reinforced with Type B GFRP bars. This can be attributed to the differences in the moduli of elasticity and the compression contribution of the steel and GFRP bars.



**Fig. 7**–Normalized axial–moment interaction diagram

## CONCLUSIONS

This study is part of an ongoing research program at the University of Sherbrooke in collaboration with the University of Minnesota and the University of Miami investigating the structural performance of GFRP RC columns under combined axial–flexural loads. A total of 12 full-scale RC columns were prepared to study two critical test variables: reinforcement type (GFRP versus steel, and GFRP grades) and eccentricity-to-width ratio. The following conclusions can be drawn based on the experimental test results presented herein.

1. The level of eccentricity significantly affected the strength, failure modes, and behavior of the tested GFRP and steel RC columns. The behavior of the GFRP RC columns was, however, very similar to that of the steel RC columns under the same eccentricity.
2. The failure modes of tested GFRP RC columns were not affected by the differences in GFRP-bar manufacture. The axial capacities of the RC columns reinforced with Type A GFRP and eccentricities of  $0.1 h_o$ ,  $0.2 h_o$ ,  $0.4 h_o$ , and  $0.8 h_o$  were affected by 2.3%, 12%, 16%, and 22% as compared to their steel RC counterparts. The corresponding values for Type B GFRP RC specimens were 9%, 16%, 31%, and 32% lower, respectively.
3. The GFRP and steel RC columns tested under small eccentricity ( $0.1 h_o$  and  $0.2 h_o$ ) failed in compression. Compression-ductile failure was the dominant failure mode of the GFRP and steel RC specimens tested with an eccentricity of  $0.4 h_o$ . Due to the excessive deflection, cracking, and large recorded strains in the GFRP bars in the columns tested under high eccentricity ( $0.8 h_o$ ), the failure was called tension-controlled.
4. The modulus of elasticity was 51.3 GPa and 48.2 GPa for Type A and Type B GFRP, respectively, yielding a slight higher axial capacities in the Type A specimens, than that of their Type B counterparts.
5. The average load carried by the longitudinal GFRP reinforcement was, on average, 3%, 5% and 13% of the peak load for specimens tested with low ( $0.1 h_o$  and  $0.2 h_o$ ), medium ( $0.4 h_o$ ), and high ( $0.8 h_o$ ) eccentricities, respectively. The average load carried by the vertical steel reinforcement in comparison to its RC counterparts was approximately 9%, 17%, and 36% of the peak load.

6. Using the maximum GFRP tie spacing as half the limit mandated in Section 7.10.5.2 in ACI 318-14 ( $16d_b$ , where  $d_b$  is the bar diameter), to account for the difference in Young's modulus between the steel and GFRP, was sufficient to ensure the expected strength with low and high loads of eccentricity to prevent the longitudinal reinforcement from buckling and to confine the concrete core in post-peak stages.
7. The interaction diagram for the tested GFRP RC columns shows the characteristic “knee” shape found with conventional steel RC columns. The failure envelope of steel specimens was slightly larger than those of the GFRP columns.
8. The test results indicate that the second-order effect was insignificant. The average ratios of the induced moment due to lateral deformation at peak (second-order effect ) ranged from 4% to 10% of the nominal moment. The higher value was for specimens with lower eccentricity.
- 9.

### **Acknowledgments**

The authors would like to express their special thanks and gratitude to the Natural Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC), the NSERC Industrial Research Chair in FRP Reinforcement for Concrete Infrastructure, and the Fonds de la recherche du Quebec– Nature et Technologie – (FRQ-NT) for their financial support. The authors would like to thank Hughes Brothers Inc. (Seward, Nebraska, USA) and Pultrall Inc. (Thetford Mines, Quebec, Canada) for donating the GFRP bars and ties, and the technical staff of the Structural and Materials Lab in the Department of Civil Engineering at the University of Sherbrooke.

## References

- Afifi, M., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2013a). "Axial Capacity of Circular Concrete Columns Reinforced with GFRP Bars and Spirals." *J. Compos. Constr.*, 18(1), 04013017.
- Afifi, M., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2013b). "Strength and Axial Behavior of Circular Concrete Columns Reinforced with CFRP Bars and Spirals." *J. Compos. Constr.*, 18(2), 04013035.
- American Concrete Institute (ACI) Committee 318. (2014). "Building code requirements for structural concrete and commentary." *ACI 318R-14*, Farmington Hills, MI.
- American Concrete Institute (ACI) Committee 440. (2006). "Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars." *ACI 440.1R-06*, Farmington Hills, MI.
- American Concrete Institute (ACI) Committee 440. (2015). "Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars." *ACI 440.1R-15*, Farmington Hills, MI.
- ASTM. (2011). "Standard test method for tensile properties of fiber reinforced polymer matrix composite bars." *ASTM D7205-11*, West Conshohocken, PA.
- ASTM. (2014). "Standard specification for deformed and plain carbon-steel bars for concrete reinforcement." *A615/A615M-14*, West Conshohocken, Pa.
- Canadian Standards Association (CSA). (2002). "Design and construction of building components with fiber reinforced polymers." *CAN/CSAS806-02*, Rexdale, Ontario, Canada.
- Canadian Standards Association (CSA). (2012). "Design and construction of building components with fiber reinforced polymers." *CAN/CSAS806-12*, Rexdale, Ontario, Canada.

- Choo, C. C., Harik, I. E., and Gesund, H. (2006a). "Minimum reinforcement ratio for fiber reinforced polymer reinforced concrete rectangular columns." *ACI Struct. J.*, 103(3), 460–466.
- Choo, C. C., Harik, I. E., and Gesund, H. (2006b). "Strength of rectangular concrete columns reinforced with fiber-reinforced polymer bars." *ACI Struct. J.*, 103(3), 452–459.
- De Luca, A., Matta, F., and Nanni, A. (2010). "Behavior of full-scale glass fiber-reinforced polymer reinforced concrete columns under axial load." *ACI Structural Journal*, 107 (5), 589-596.
- HadHood, A., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2016a). "Experimental Study of Circular High-Strength Concrete Columns Reinforced with GFRP Bars and Spirals under Concentric and Eccentric Loading." *J. Compos. for Constr.*, 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000734.
- HadHood, A., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2016b). "Axial Load–Moment Interaction Diagram of Circular Concrete Columns Reinforced with CFRP Bars and Spirals: Experimental and Theoretical Investigations." *J. Compos. for Constr.*, 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000748.
- HadHood, A., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2016b). "Axial Load–Moment Interaction Diagram of Circular Concrete Columns Reinforced with CFRP Bars and Spirals: Experimental and Theoretical Investigations." *J. Compos. for Constr.*, 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000748.
- Hadi, M. N., Karim, H., Sheikh, M. N., (2016) "Experimental investigations on circular concrete columns reinforced with GFRP bars and helices under different loading conditions. *Journal of Composites for Construction*. 13:04016009.

- Japan Society of Civil Engineers (JSCE). (1997). "Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fiber reinforcing materials." Tokyo.
- Mohamed, H. M., Afifi, M., and Benmokrane, B. (2014). "Performance Evaluation of Concrete Columns Reinforced Longitudinally with FRP Bars and Confined with FRP Hoops and Spirals under Axial Load". *J. Bridge Eng.*, 19(7), 04014020.
- Tobbi, H., Farghaly, A. S., and Benmokrane, B. (2012) "Concrete columns reinforced longitudinally and transversally with glass fiber-reinforced polymers bars." *ACI Struct. J.*, 109(4), 1–8.
- Zadeh, H., and Nanni, A. (2013). "Design of RC columns using glass FRP reinforcement." *J. Compos. Constr.*, 10.1061/(ASCE) CC.1943- 5614.0000354, 294–304.

## CHAPITRE 5

# Effet du taux d'armature longitudinal de PRFV sur la résistance axiale/flexion des colonnes en béton armé à échelle réelle

Le présent article est présenté en anglais.

### **Effect of GFRP Reinforcement Ratio on the Axial–Flexural Strength of RC Columns**

Michaël Guérin, Hamdy M. Mohamed, Brahim Benmokrane, Carol K. Shield, and Antonio Nanni

#### **Biographies**

**Michaël Guérin** is a doctoral candidate in the Department of Civil Engineering at the University of Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada. He received his BSc and MSc in civil engineering from the Faculty of Engineering, University of Sherbrooke, Sherbrooke, Canada. His research interests include the use of fiber-reinforced polymers (FRPs) in reinforced-concrete structures.

**Hamdy M. Mohamed** is a research associate fellow in the Department of Civil Engineering at the University of Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada. He received his BSc and MSc from the Faculty of Engineering, Helwan University, Cairo, Egypt, and his PhD from the University of Sherbrooke, Sherbrooke, Quebec, Canada. His research interests include the use and field applications of fiber-reinforced polymers (FRPs) in reinforced-concrete structures.

**Brahim Benmokrane, FACI**, is professor of civil engineering and NSERC Research Chair in FRP Reinforcement for Concrete Infrastructure and Tier-1 Canada Research Chair in Advanced Composite Materials for Civil Structures in the Department of Civil Engineering at the University of Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada. He is a member of ACI Committee 440 FRP Reinforcement and serves as co-chair of Canadian Standard Association (CSA) committees on FRP structural reinforcing materials for buildings design code (CSA S806), and Canadian highway bridge design code (CSA S6). He is the founding chair of CSA technical committees on specifications of FRP reinforcement CSA S807, and CSA S808.

**Carol Shield, FACI**, is a CSE Distinguished Professor in the Department of Civil Engineering at the University of Minnesota. She served as chair of ACI Committee 440 and is an associate member of ACI Committees 408 and 423. Her primary research interests are the use of composite materials in infrastructure and the behavior of prestressed-concrete structures.

**Antonio Nanni, FACI**, is the Inaugural Senior Scholar, professor, and chair of the Department of Civil, Architectural, and Environmental Engineering at the University of Miami, and professor of structural engineering at the University of Naples-Federico II, Italy. He was the founding chair and is a member of ACI Committee 440 (Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement) and is a member of ACI Committees 437 (Strength Evaluation of Existing Concrete Structures) and 562 (Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Buildings) as well as chair of ACI Committee 549 (Thin Reinforced Cementitious Products and Ferrocement). His research interests include construction materials and their structural performance and field applications.

### Abstract

A set of requirements parallel to those of ACI 318 has been proposed to generalize the design of reinforced-concrete (RC) columns to include glass fiber-reinforced-polymer (GFRP) bars in an anticipated GFRP-RC design code currently under preparation by ACI 440 Committee. The prudent course of action prior to implementing such requirements, however, is to verify them with a comprehensive experimental study. In this study, 12 full-scale RC columns with a 405 x 405 mm (16 x 16 in.) cross section were designed, fabricated, and tested. The columns were reinforced with GFRP bars and ties. Three different longitudinal reinforcement ratios were investigated (1.0, 1.4, and 2.5%). Resulting in three groups of four identical columns (similar reinforcement ratios) that were tested under four different levels of eccentricity. Experimental axial force–moment (P–M) interaction diagrams were constructed for each group. The effect of the longitudinal-reinforcement ratio on strength, failure mode, deformation, and strain behavior is presented. A strain compatibility model has been developed, verified with the experimental results, and used to provide a parametric study of the critical parameters affecting behavior. The parametric study covered a wide range of concrete strength and reinforcement ratios, while considering or neglecting GFRP contribution in the compression zone. The resulting P–M interaction diagrams are presented and discussed.

**Keywords:** Concrete; column; eccentric, compression; GFRP reinforcement; P-M interaction diagram; failure mode.

## INTRODUCTION

A set of requirements parallel to those of ACI 318 has been proposed to generalize the design of reinforced-concrete (RC) columns to include glass fiber-reinforced-polymer (GFRP) bars in an anticipated GFRP-RC code currently under preparation by ACI 440 Committee. Longitudinal-reinforcement ratio, tie spacing and diameter, flexural stiffness, failure mechanisms, and the design of different zones in the P–M interaction diagrams are challenging requirements that must be defined for columns reinforced with GFRP bars. In order to generalize the design of RC columns to include GFRP bars, these requirements must be addressed to account for the mechanical properties of GFRP bars. The prudent course of action prior to implementing such requirements, however, is to verify them with a comprehensive experimental study. ACI 440.1R-15 does not recommend the use of GFRP bars in compression members. Indeed, recent valuable experimental studies on GFRP-RC columns with low longitudinal reinforcement ratios under concentric loading indicated that the response of such columns is very similar to that of steel-reinforced columns and the contribution of GFRP bars can conservatively be ignored in compression (De Luca et al. 2010, Tobbi et al. 2012; Afifi et al. 2013a and b; Mohamed et al. 2014). Additionally, ACI 440.1R-15 recommends neglecting the contribution of GFRP bars in the compression region when determining the strength of GFRP reinforced flexural members. ACI 440.1R-15 does not provide guidance for designing concrete sections reinforced with GFRP bars under combined axial load and bending moment. This is attributed mainly to the overall lack of data on the performance of RC compression members built with GFRP reinforcement when subjected to combined axial load and bending moment.

Since around 1935, the ACI building code has required a minimum steel reinforcement ratio of 1.0% in steel-reinforced concrete columns and piers based on tests conducted during the 1920s and 1930s, using low- to medium-strength materials (concrete and steel). This minimum reinforcement is necessary to provide resistance to bending, which may exist regardless of analytical results, and to reduce the effects of creep and shrinkage of the concrete under sustained compressive stresses, thereby preventing the passive yielding of steel. The maximum reinforcement ratio is limited to 8.0% for columns in general to avoid reinforcement congestion and ensure that the concrete can be effectively consolidated around the bars.

A number of studies have been carried out on GFRP-reinforced concrete members subjected to flexure, shear, and axial loading. Only a few experimental studies have reported on GFRP-reinforced concrete columns under combined axial load and bending moment (Hadhood et al 2016, 2017, Hadi et al. 2016). The tensile rupture strain of GFRP bars currently available can occur at a strain level between 1.5% to 2.5%. This level of strain leads to unacceptably large deformations if the full tensile capacity of the bars is achieved. To avoid this, Zadeh and Nanni (2013) have recommended that, for design purposes, the ultimate design strain should not exceed 0.01 (1%) for columns under axial load and bending moment. Considering that concrete crushing occurs at a strain ranging from 0.003 to 0.004, the GFRP strain limit (0.01) is intended to provide a maximum member curvature varying from  $0.013/d$  to  $0.014/d$ , where  $d$  is the effective flexural depth of a member. ACI 318-14 considers failure to be tension controlled whenever the curvature is greater than  $0.008/d$  (corresponding to a strain in the steel of 0.005), for which warning of failure in the form of excessive deflection and cracking may be expected. Recent testing of circular and square GFRP-RC columns with a low longitudinal-reinforcement ratio (1.0%) under large eccentricity (eccentricity-to-width ratio or diameter

ratio over 60%) indicated that the estimated curvature at peak load ranged from 0.009/d to 0.013/d (Hadhood et al. 2016a and b). The failure was described as flexural–tensile resulting from large axial and lateral deformations and visible wide cracks on the tension side until compression failure occurred. The results indicate that the ultimate tensile strain of the GFRP bars had not been reached before specimen failure. Recently, valuable research works have been addressed the potential displacement demands and seismic actions of GFRP RC columns. The results indicated that, as a relatively new material with excellent corrosion resistance and high strength-weight ratio, GFRP bars can be successfully used as internal reinforcement in ductile concrete columns (Tavassoli 2015). It was found that the drift capacity of GFRP-RC rectangular columns at failure ranged between 8.5 and 12.5%, which exceeds the limitations of North American building codes (Ali and El-Salakawy 2016).

This paper reports on the experimental and analytical investigation of the effect of GFRP longitudinal-reinforcement ratio on the P–M interaction diagrams (failure envelopes) of 12 full-scale RC columns reinforced with GFRP bars and ties. The columns had a 405 mm (16 in.) square cross-section and 2,000 mm (80 in.) length and were tested under eccentric loading.

### **RESEARCH SIGNIFICANCE**

The technical literature has had no reports on the eccentric testing of large-scale GFRP-RC columns. This experimental study provides unique test results for a series of full-scale concrete columns reinforced with GFRP bars and ties and tested under four different levels of eccentricity (eccentricity-to-width ratio  $e/h_o = 10, 20, 40, \text{ and } 80\%$ ). This paper focuses on the effect of longitudinal-reinforcement ratio (1.0, 1.4, and 2.5%) of GFRP bars on the failure

mode and the P–M interaction diagrams of such columns. The parametric study was extended using a developed-strain compatibility model to cover a wide range of concrete strengths and GFRP reinforcement ratios. Lastly, strain limits and recommendations are proposed for the analysis and design of GFRP-RC columns under combined axial and flexural loads to define the different zones in the P–M interaction diagram.

## **EXPERIMENTAL PROGRAM**

This section provides a description of the test specimens, various parameters investigated, materials used, a summary of the fabrication process, and test setup and instrumentation.

### **Test Specimens and Parameters**

A total of 12 full-scale RC columns reinforced with GFRP bars and ties were prepared and tested under eccentric loading. The columns had a 405 mm (16 in.) square cross-section and were 2,000 mm (80 in.) in height. The 12 specimens were subdivided into three groups (G1, G2, and G3) each consisting of four identical columns. Specimen design and analysis were carried out according to the recommendations of recent research studies (Choo et al. 2006a and b; Zadeh and Nanni 2013; Hadhood et al. 2016a). The GFRP longitudinal-reinforcement ratio was determined to allow concrete crushing to occur before bar rupture, as it is the preferable mode of failure for GFRP-RC members (CAN/CSA806-12; ACI440.1R-15). The minimum longitudinal-reinforcement ratio of 1.0% was assigned to G1 based on code recommendations (ACI 318, CAN/CSA S806-12) and technical literature (Choo et al. 2006a, b; Zadeh and Nanni 2013). The reinforcement ratios for the specimens in groups G2 and G3 were 1.4 and 2.5%, respectively. The columns in each group were tested under four different

eccentricity-to-width ratios ( $e/h_o = 10, 20, 40, \text{ and } 80\%$ ) to develop the experimental P–M interaction diagrams.

Table 1 and Figure 1 show the test matrix, reinforcement details, and dimensions of the tested columns. The longitudinal-reinforcement ratio (1.0%) was achieved in G1 specimens with six #6 GFRP bars. The same bar size was used in G2 specimens, but eight bars were used instead of six to increase the reinforcement ratio (1.4%). G3 specimens were reinforced with eight #8 GFRP bars for a reinforcement ratio of 2.5%. All the columns were reinforced transversely with the minimum GFRP ties and crossties with #3 GFRP bars at the maximum spacing of  $16d_b/2$ , (where  $d_b$  is the longitudinal bar diameter), as shown in Figure 1 resulting in values of 152 and 203 mm (6 and 8 in.) for the No. 6 and No. 8 longitudinal bars, respectively. ACI 318-14's maximum spacing ( $16d_b$ ), as per Sections 10.7.6.1.2 and 25.7.2.1, was reduced to  $16d_b/2$  to account for the difference in moduli of elasticity between GFRP and steel reinforcement (Nanni et al. 2014). The tie spacing for all specimens was reduced to 50 mm (2 in.) outside the test region over a length of 259 mm (10.2 in.) at both ends of the columns to avoid premature failure. All columns were cast with normal-weight, ready-mixed concrete. The target compressive strength of the concrete was 40 MPa (5.8 ksi) after 28 days. The measured compressive strength was determined based on the average test results of five concrete cylinders tested on the same day as the start of testing of the column specimens ( $42.3 \pm 1.2$  MPa or  $6.13 \pm 0.17$  ksi).

**Table 1**–Test matrix and summary of test results

Group No.	ID	$e$ (mm)	Long. Reinforcement (%)	Ties Size (spacing, mm)	$P_{peak}$ (kN)	$\Delta_{peak}$ (mm)	$M_{max}$ (kN.m)
G1	G1e10	40	6#6 (1.0)	#3 (152)	4760	4.10	210
	G1e20	80	6#6 (1.0)	#3 (152)	3357	4.48	283
	G1e40	160	6#6 (1.0)	#3 (152)	1942	8.88	328
	G1e80	320	6#6 (1.0)	#3 (152)	745	21.7	255
G2	G2e10	40	8#6 (1.4)	#3 (152)	5028	4.25	223
	G2e20	80	8#6 (1.4)	#3 (152)	3627	4.92	308
	G2e40	160	8#6 (1.4)	#3 (152)	2035	10.5	347
	G2e80	320	8#6 (1.4)	#3 (152)	914	21.3	312
G3	G3e10	40	8#8 (2.5)	#3 (203)	5294	4.18	234
	G3e20	80	8#8 (2.5)	#3 (203)	3790	5.22	323
	G3e40	160	8#8 (2.5)	#3 (203)	2110	9.40	358
	G3e80	320	8#8 (2.5)	#3 (203)	1008	33.4	356

Note :  $e$  = eccentricity,  $M_{max}$  and  $P_{max}$  are the peak axial load and the corresponding moment. (Note: 1 mm = 0.0394 in.; 1 kN = 0.225 kips; 1 MPa = 0.145 ksi, 1 kN.m = 0.7375 kip.ft).

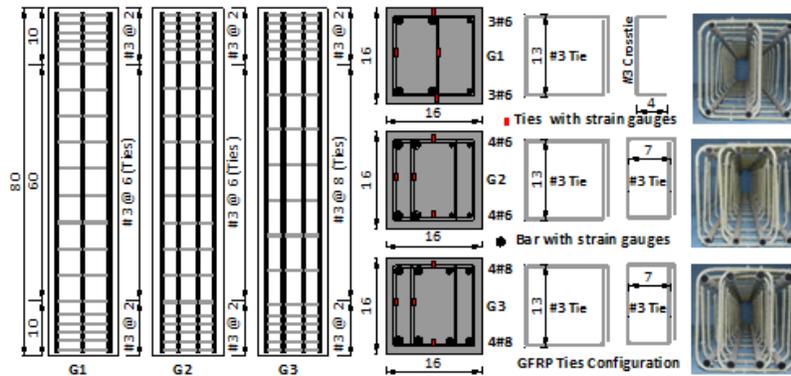


Figure 1. Dimensions and details of the three groups (G1, G2, and G3), (Note: all dimensions are in inches, 1 mm = 0.0394 in., the clear concrete cover is 1.0 inch from the ties external side).

### GFRP Bars and Ties

Sand-coated GFRP bars and GFRP ties manufactured by Pultrall Inc. (Thetford Mines, QC, Canada) were used to reinforce the GFRP-RC column specimens in the longitudinal and transverse directions. The GFRP bars and ties used in this study were manufactured with the pultrusion process using E-CR glass fibers impregnated in a modified vinyl-ester resin.

Number 6 (20 mm or 0.75 in. nominal diameter) GFRP bars were used as longitudinal reinforcement for G1 and G2 specimens, while No. 8 (25 mm or 1.0 in. nominal diameter) GFRP bars were used as longitudinal reinforcement for G3 specimens. Number 3 (10 mm or 0.37 in. nominal diameter) GFRP ties and crossties were used in the transverse direction, as shown in Figure 2.a. Closed ties and C-shaped crossties were used to confine the G1 columns; while closed ties and closed crossties were used to confine the G2 and G3 columns. GFRP crossties were used at the center of the cross section with tail lengths equal to  $12 d_b$  ( $d_b$  is the tie diameter: 120 mm or 4.7 in.), as shown in Figures 1 and 2.b. The overlap lengths of the closed ties were considered to be approximately equal to the tie width. The GFRP cages were assembled according to the column configuration, as shown in Figure 2.b. The tensile properties of the GFRP bars were determined by testing five representative specimens of each bar type according to ASTM D7205 (2011), as reported in Table 2. The mechanical properties were calculated using nominal cross-sectional areas of 71, 285, and 506 mm<sup>2</sup> (0.11, 0.44, and 0.78 in.<sup>2</sup>) for the 10, 20, 25 mm (0.37, 0.75, and 1.0 in.) diameters, respectively. The immersed cross-sectional areas (measured) of the GFRP bars determined according to ASTM D7205 (2011)—taking into account the sand covering the bars—are reported in Table 2.

**Table 2** – Mechanical properties of the GFRP reinforcement

Bar Size (mm)	$d_b$ (mm)	$A_f^a$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{im}^b$ (mm <sup>2</sup> )	$E_f^c$ (GPa)	$f_{fu}^c$ (MPa)	$\epsilon_{fu}$ (%)
#3	10	71	86.8±3.6	53.3±0.24	1137 <sup>c</sup> ±23	2.1±0.0
#6	20	285	309±4.5	51.3±0.68	1317±40	2.6±0.1
#8	25	506	530±4.9	54.4±0.54	1122±34	2.1±0.1

<sup>a</sup> Nominal cross-sectional area.

<sup>b</sup> Immersed cross-sectional area (measured).

<sup>c</sup> Tensile strength of straight bar based on nominal area.

Note: properties calculated based on the nominal cross-sectional area, (1 mm = 0.0394 in.; 1 mm<sup>2</sup> = 0.00155 sq. in.; 1 MPa = 0.145 ksi).

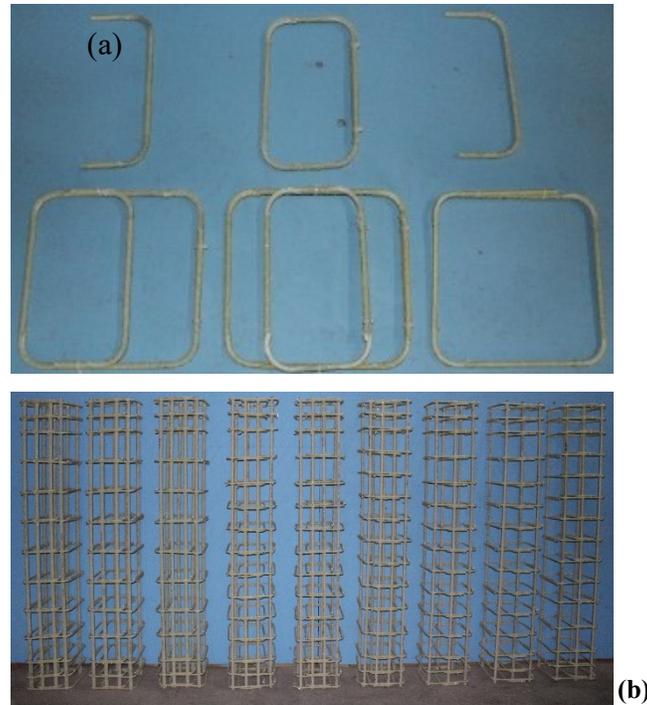


Figure 2. (a) GFRP ties and crossties and (b) overview of the GFRP cages

### **Instrumentation**

Column lateral deflection was measured with three LVDTs placed at mid- and quarter-height. Strains in the longitudinal reinforcing bars and transverse ties were measured using electrical-resistance strain gauges (KC-6-120-C1-11L3M3R) with a gauge length of 6 mm (0.236 in.). Eight gauges were fixed at various critical locations on the ties, crossties, and longitudinal bars within the test region. In addition, strain gauges (KC-60-120-A1-11L3M3R) with a gauge length of 60 mm (2.36 in.) were mounted on the concrete outer surface to measure compressive strain. Both types of strains gauges were made by KYOWA (Japan).

### **Testing Procedures and Test Setup**

Prior to testing, all the specimens were capped at both ends with a thin layer of high-strength cement grout for leveling and to ensure uniform distribution of the applied load. Rigid steel

caps were designed and fabricated to accommodate the column and to prevent premature failure of the end zones. The loads were applied through two roller bearings that were bolted to the steel end caps at the designated eccentricity. The column specimens were tested with a 11,400 kN (2,563 kips) MTS testing machine. The machine's internal load cell and LVDTs were used to measure the axial applied load and the machine-head displacement, respectively. Column lateral deflection and axial displacement were measured using different LVDTs. The test started with load control (2.5 kN/s) up to a load level equal to 70% of the estimated peak load. Then, the test was continued using displacement control (0.002 mm/s). Load, lateral deflection, and reinforcement and concrete strains were recorded during the test with an automatic data-acquisition system connected to a computer. Figure 3 shows the test setup, MTS testing machine, and data-acquisition system used.



Figure 3. Experimental test setup

## TEST RESULTS AND DISCUSSION

### Effect of GFRP Reinforcement Ratio on Behavior and Ultimate Capacity

Figure 4 presents the measured peak axial load  $P_o$  normalized to  $0.85f'_cA_g$  of the test specimens versus the eccentricity-to-width ratios for each group. As expected, the strength of

the tested specimens in each group was significantly reduced by increasing the level of eccentricity ( $e/h_o$ ) from 10 to 80%. The test results, however, indicate that the axial strengths of the columns increased only slightly with the increase in the longitudinal-reinforcement ratio. Increasing the reinforcement ratio from 1.0 to 1.4% and 2.5% increased the strength of the specimens tested under 10% level of eccentricity by 6 and 11%, respectively. The corresponding increases for the specimens tested under 20% eccentricity were 8 and 13%. The strength increase was more pronounced for specimens tested under large eccentricity (80%). The test results indicated that increasing the reinforcement ratio from 1.0% to 1.4% and 2.5% increased specimen strength by 23 and 35%, for specimens tested under large eccentricity (80%). The distinct increase in the axial–flexural capacity for specimens tested under large eccentricity compared to those tested under low eccentricity can be attributed to the mode of failure. As mentioned above, the failure of the specimens tested under low eccentricity was controlled by concrete crushing, and increasing the GFRP reinforcement ratio contributed insignificantly to strength, while, in the case of the specimens tested under large eccentricity, the failure was governed by the formation of wide cracks and excessive lateral deformation. Increasing the reinforcement ratio for these specimens eliminated the crack widening and reduced the strain value in the tension reinforcement, leading to higher strength at the maximum attained strain.

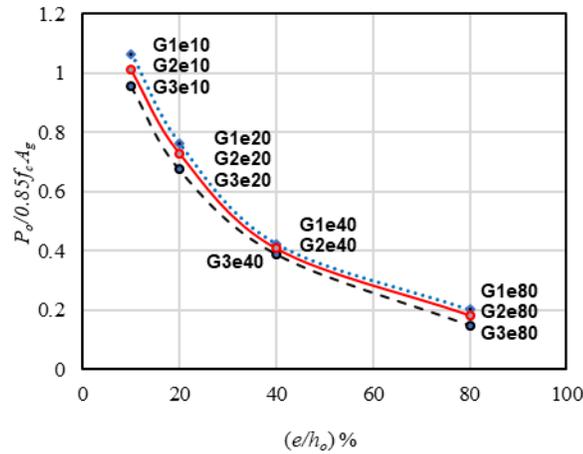


Figure 4. Normalized axial load versus eccentricity-to-width ratio

Figure 5 shows the strain gradient over the cross section at midheight of the tested specimens at peak load (from the compression face measured by concrete strain to the tension reinforcement measured from bar strain). These results indicate that, as the eccentricity increased from 10 to 80%, the neutral axis migrated into the cross section and the failure mode changed as the stress state changed from pure compression to combined compression and flexure, and the flexural stresses became predominant. The change in the stress state over the cross section affected the axial and lateral stiffness of the specimens, as shown in Figures 6 and 7, which illustrate the load–axial and lateral displacement relationships, respectively. The results for each of the three columns tested under the same level of eccentricity were presented to show the effect of the reinforcement ratio. In general, the behavior of the columns can be divided into two stages. In the first—the “prior-to-flexural-cracking stage”—all columns behaved similarly and approximately linearly. Column stiffness at this stage was almost identical, regardless of reinforcement ratio, representing the behavior of the uncracked section with the gross moment of inertia of the concrete cross section. After cracking, the concrete columns behaved nearly linearly with reduced stiffness up to failure due to the linear–elastic

characteristics of the GFRP reinforcement. Figures 6 and 7 indicate that the axial and lateral stiffness of the tested specimens were significantly reduced by increasing the level of eccentricity from 10 to 80%. A sudden drop in the load-carrying capacity of the section is clearly noticeable after the peak point due to cover spalling and the second-order effect.

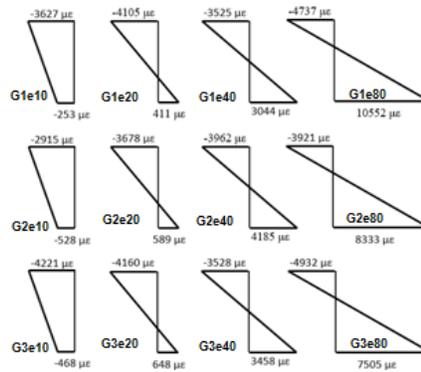


Figure 5. Strain gradient of the tested specimens at peak load

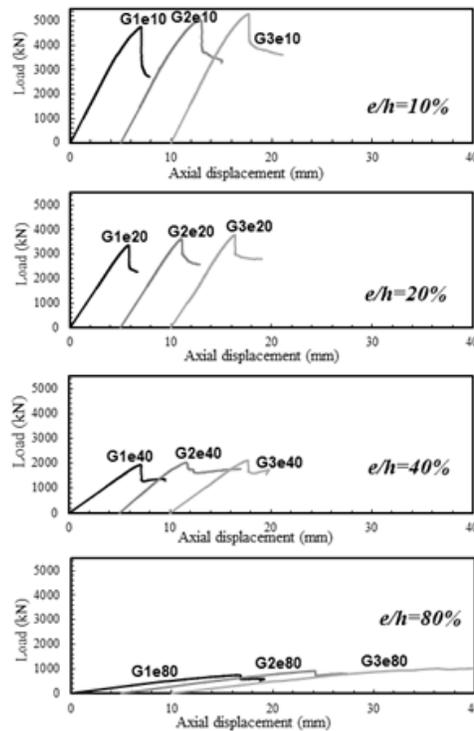


Figure 6. Load-axial displacement relationship. (Note: 1 mm = 0.0394 in.; 1 kN = 0.225 kips, the curves are offset for readability)

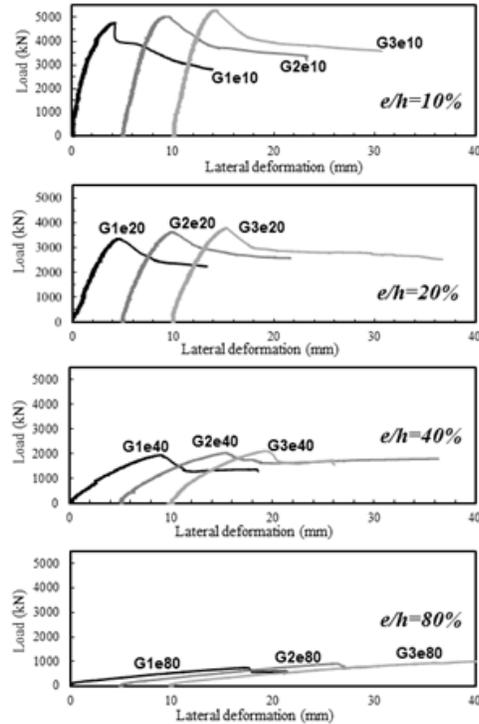


Figure 7. Load–lateral displacement relationship. (Note: 1 mm = 0.0394 in.; 1 kN = 0.225 kips; the curves are offset for readability)

### Crack Pattern and Mode of Failure

The failure mode and crack pattern were more significantly affected by the level of eccentricity rather than the GFRP longitudinal-reinforcement ratio. As expected, all specimens failed at column mid-height. Three different failure modes were observed: (1) compression-controlled, initiated by concrete crushing at the compression side for specimens tested under the eccentricity-to-width ratio of 10 and 20%; (2) compression–tension transition, characterized by the initiation of cracks on the tension side followed by concrete crushing for the specimens tested under the eccentricity-to-width ratio of 40%; and (3) flexure–tension-controlled failure, characterized by a large deflection, high tensile strain (over 5,000  $\mu\epsilon$ ) in the

GFRP bars, and tensile cracking before concrete crushing for the specimens tested under the eccentricity-to-width ratio of 80%.

**Columns tested under low eccentricity ( $e/h_o = 10\%$  and  $20\%$ )**

These specimens experienced cracks on the compression side immediately before reaching the peak load, leading to cover spalling. The cover spalled after the peak load, then a wide flexural-tensile crack was formed at the column mid-height. Afterward, limited diagonal flexural-tensile cracks appeared on the tension side and progressed towards the middle zone on the compression side. Finally, the columns failed in a sudden, brittle, and explosive manner due to crushing of the compressive concrete block, combined with buckling of the longitudinal GFRP bars as well as the rupture of the GFRP ties at the corners (see Figs. 8 and 9).



Figure 8. Crack appearance and failure mode of columns tested under low eccentricity ( $e/h_o = 10\%$ ; G1)



Figure 9. Crack appearance and failure mode of columns tested under low eccentricity ( $e/h_o = 20\%$ ; G1)

**Columns tested under moderate eccentricity ( $e/h_o = 40\%$ )**

The cracking patterns and failure modes were different from the columns tested under low eccentricity. Figure 10 shows the typical cracking appearance and final failure mode of these specimens. Limited hairline flexural cracks were observed at column mid-height on the tension side at a load level of approximately 15% of the peak load. As the applied load increased, the initial cracks widened significantly; additional parallel cracks propagated along the column height and opened towards the neutral axis, up to the corresponding peak loads. Vertical cracks on the compression side were observed immediately before the peak load was reached. This could be described as compression–tension transition behavior initiated by flexural cracking. Afterward, the three columns with different reinforcement ratios (1.0, 1.4, and 2.5%) lost 25% of their maximum capacities (peak load), on average, due to cover spalling. The columns with a reinforcement ratio of 2.5% showed smooth and more gradual spalling of the concrete cover compared to those with 1.0 and 1.4%. Post-failure behavior was characterized by crushing of the compression block, widening flexural–tensile cracks, and

large axial and lateral deformations, which led to the test being stopped. No damage was detected to the GFRP bars on either the tension or compression side.



Figure 10. Crack appearance and failure mode of columns tested under moderate eccentricity ( $e/h_o = 40\%$ ; G2)

### **Columns tested under high initial eccentricity (80%)**

The columns behaved almost as beams under flexural load. The specimens developed cracks on the tension side when the maximum applied tensile stress reached the concrete tensile strength. Cracks formed at low axial-load levels, on average, 17% of the peak load. Increasing the applied load resulted in more flexural cracks gradually developing throughout the column height; this was associated with excessive lateral and axial deformations. The flexural-crack length and width at the mid-height increased abruptly as the load reached the peak point. Increasing the reinforcement ratio to 2.5% significantly decreased the crack width. After the peak load, the columns experienced slight strength decay (5% on average) due to cover spalling, as shown in Figs. 6 and 7. In this context, cover spalling does not represent the termination of flexural–axial capacity. Rather, GFRP bars on the compression side at the post-

peak stage provided the strength capacity. Loading continued until the columns suffered crack widening and excessive lateral deformation. Testing was halted when the full tensile capacity of the bars was reached. This was at a high level of strain (around 50% of the ultimate tensile strain of the bars) and was combined with very large deformations, cracking, and compression-block degradation. In general, these columns failed in a more ductile manner compared to those tested under lower initial eccentricities. Figure 11 shows the typical cracking appearance and final failure mode of these specimens.



Figure 11. Crack appearance and failure mode of columns tested under large eccentricity ( $e/h_o = 80\%$ ; G2)

### Mid-Height Compression and Tensile Strains

Figures 12a, b, and c, respectively, present the strain behavior of the GFRP bars on the tension and compression sides and the concrete strain for all specimens. The following sections discuss briefly the effect of test parameters on the strain behavior.

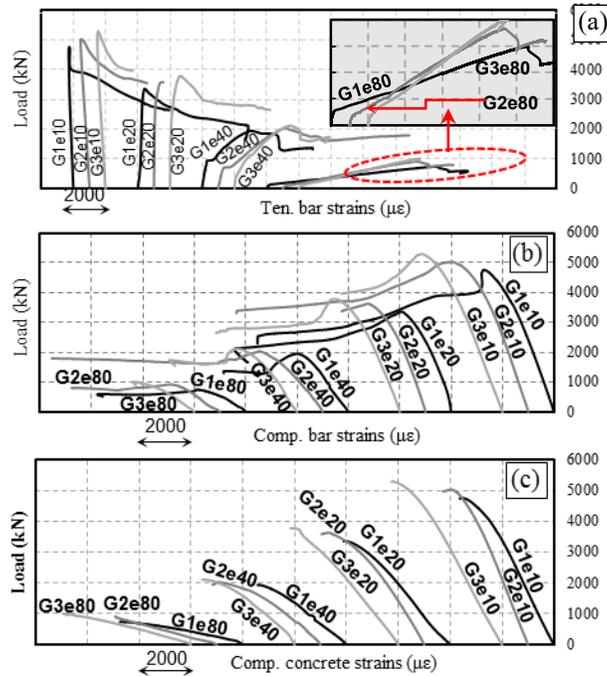


Figure 12. Load–reinforcement and concrete strain relationship at mid-height (Note: 1 kN = 0.225 kips; a. tension bar strain; b. compression bar strain; c. compression concrete strain)

### **Columns tested under low eccentric loading (10 and 20%)**

The test results indicate that, at peak load, the axial strains on the compression side in the longitudinal bars for columns G1e10, G2e10, and G3e10), were -2,500, -2,600, and -2,800  $\mu\epsilon$ , and the concrete strains were -3,500, -3,000, -4,100 microstrains ( $\mu\epsilon$ ). The corresponding recorded strain on the opposite side for these specimens was minimal compression strain (-250, -520, and -460  $\mu\epsilon$ , respectively). These results indicate that specimens under eccentric loading of 10% showed a compressive strain gradient at the peak load over the cross section. On the other hand, increasing the eccentricity from 10 to 20% affected the strain gradient for G1e20, G2e20, and G3e20. The recorded strains in the tension reinforcement in these specimens show a low level of tensile stresses corresponding to strains equal to 430, 580, and 650  $\mu\epsilon$ , respectively, which is less than 3% of the ultimate tensile strain of the GFRP bars. The

corresponding average concrete compression strains for these specimens were -4,100, -3,700, -4,400  $\mu\epsilon$ , respectively. In general, the measured concrete strain shows that compression failure was the dominant failure mode in the specimens under low eccentric loading ( $e/h_o = 10$  and 20%).

### **Columns tested under moderate eccentric loading (40%)**

Increasing the level of eccentricity from low (10 and 20%) to moderate ( $e/h_o = 40\%$ ) significantly affected the strain behavior. For specimens G1e40, G2e40, and G3e40, concrete crushing, lateral deformation, and flexural–tensile cracking contributed to the final failure. Figure 12 shows the load versus strain in the longitudinal bars and concrete. The first part of the ascending branches of these curves is almost linear. The first and second hairline cracks appeared in the middle region on the tension side of these specimens at 20% of the peak load, on average. At this load level, the corresponding recorded tensile-bar strains were insignificant. At the peak load level, the concrete compression strains varied in the three tested columns: 3,500, 3,900, and 4,000  $\mu\epsilon$ . On the other hand, the corresponding recorded strains in the tension reinforcement showed a moderate level of tensile stresses, corresponding to strains equal to 3,200, 4,200, and 3,600  $\mu\epsilon$ , respectively, which is less than 15% of the ultimate tensile strain of the GFRP bars. The corresponding strains in the compressive reinforcement were -2,900, 2,400, and -2,500  $\mu\epsilon$ , respectively. This could be described as compression–tension transition behavior initiated by flexural cracking. The measured strains in the GFRP bars before the test was halted were 6,800, 6,600 and 8,500  $\mu\epsilon$ , representing less than 50% of the ultimate tensile strain.

**Columns tested under high eccentric loading (80%)**

The three columns tested under high initial eccentricity ( $e/h_o = 80\%$ ) (G1e80, G2e80, and G3e80), distinctly behaved as flexural members. After cracking occurred, the tension-bar strain began to increase very rapidly and progressively. This indicates the transfer of major internal forces from the concrete to the bars. Increasing the applied load resulted in more flexural cracks gradually developing throughout the column height and was associated with excessive lateral and axial deformations. At the peak load level, the tension reinforcement of these specimens showed a high level of tensile strain equal to 10,600, 9,500, and 9,200  $\mu\epsilon$ , respectively, still representing less than 50% of the ultimate tensile strain of the GFRP bars. The corresponding average concrete strains were -4,400, -4,000, and -4,200  $\mu\epsilon$ , respectively. The strains in the compression bars were moderate and varied from -1,800 to -2,500  $\mu\epsilon$ . In general, the strain at ultimate shows that failure was not triggered by the GFRP bars rupturing. No signs of anchorage problems were observed in any of the columns. In fact, the tensile rupture strains of the #6 and #8 GFRP bars were 2.1% (21,000  $\mu\epsilon$ ) and 2.6% (26,000  $\mu\epsilon$ ). Test observations, however, indicate that the attained strain at peak load resulted in large deformations, curvature, and deep cracking, before reaching the full tensile capacity of these bars. This is consistent with the suggestion provided by Zadeh and Nanni (2013) to limit the tensile design strain of GFRP bars to 1.0% (10,000  $\mu\epsilon$ ). The test results herein reveal that the measured curvatures at peak load for G1e80, G2e80, and G3e80 were  $0.015/d$ ,  $0.012/d$ , and  $0.012/d$ , respectively. ACI 318-14 (section R21.2.2) considers that failure is tension controlled whenever the net tensile strain in the extreme tension reinforcement is sufficiently high ( $\geq 0.005$ ) or the curvature is greater than  $0.008/d$ , for which warning of failure by excessive deflection and cracking may be expected. In addition, the test results indicate that the

curvatures of typical GFRP-reinforced concrete beams at failure varied between  $0.0138/d$  and  $0.0176/d$  for tension-controlled failures (Shield et al. 2011; El-Nemr et al. 2013; Kassem et al. 2011). This curvature range is close to that obtained with specimens G1e80, G2e80, and G3e80. Accordingly, the failure of these columns with different reinforcement ratios can be called tension-controlled failures, resulting from excessive axial and lateral displacements and visible wide cracks on the tension face until a secondary compression failure occurred. After cover spalling, loading continued and post-compressive and tensile strains in the GFRP bars in the compression and tension side, respectively, maintained strain compatibility and internal-force equilibrium, leaving section strength intact. The post-strain behavior provided a pseudo ductile failure and warning by the formation of visible wide cracks and severe lateral deformation, terminating the test.

### **Theoretical Development of Interaction Diagrams**

This section shows how interaction diagrams (failure envelopes) of axial load and moment capacity can be developed for GFRP-RC columns. The P–M interaction diagrams (failure envelopes) can be used to define the cross-sectional failure of specimens with varying combinations of axial load and moment. Any combination of loading that falls inside the curve is satisfactory, whereas any combination falling outside the curve represents failure. According to ACI 318-14, if the net tensile strain in the extreme tension reinforcement is sufficiently large ( $\geq 5,000 \mu\epsilon$ ), the section is defined as tension controlled, for which warning of failure by excessive deflection and cracking may be expected. The linear–elastic behavior of the GFRP bars implies that under-reinforced flexural sections experience sudden tensile rupture instead of gradual yielding, as is the case with steel reinforcement. Thus, the gradual

concrete-crushing failure mode of an over-reinforced GFRP member is somewhat more desirable, due to the enhanced energy absorption and greater deformability, leading to a more gradual failure mode (Yost et al. 2003). On the other hand, balanced failure for GFRP-RC columns cannot be defined as it is for steel-RC columns (yielding) and cannot be attained on the interaction diagram (Hadhood et al. 2016a and b). Guérin's (2017) test observations and results indicate that the cracking behavior, deformations, and failure mode of GFRP-RC specimens were similar to that of their counterpart steel specimens and similarly impacted the failure envelope, even at a high level of eccentricity. For the steel-RC specimens with  $0.4 h_o$  and  $0.8 h_o$  eccentricity, the failure was compression–tension transition failure and tension-controlled, respectively. Moreover, the failure in the GFRP RC specimens with  $0.4 h_o$  and  $0.8 h_o$  eccentricity was defined as a compression-tension transition failure and tension-controlled, respectively, accounting for the cracking, deflections, and measured curvature. Accordingly, a strain limit is proposed below by the authors for the analysis and design of GFRP-RC columns under combined axial and flexural loads considering three failure mechanisms.

Based on the fundamentals of equilibrium of forces and compatibility of strains, and considering the strength-reduction factors equal unity, a computer program was developed by the authors that can analyze/design a rectangular cross section with symmetric arrangement of reinforcement subjected to a moment  $M_n$  combined with axial compression  $P_n$  at a certain level of eccentricity:  $e = M_n / P_n$ . Appendix A presents the details of the analysis and assumptions.

## Comparison with Experimental Results

Several different sets of strains were assumed for each column configuration, and then the values of the predicted  $P_n$  and  $M_n$  were determined. In one scenario, neglecting the contribution of the GFRP longitudinal bars in compression to the load-carrying capacity, and the area of the GFRP bars was assumed to be equivalent to the concrete (Zadeh and Nanni 2013; Choo et al. 2006a, b) and, in the second, GFRP longitudinal bars in compression were considered assuming the GFRP tensile and the compressive Young's moduli were equal. In all the analyses, the safety factors were taken as to equal to unity. Figures 13.a, b, and c present the experimental results for groups G1, G2 and G3, respectively, and the predicted  $P_n$  and  $M_n$  diagrams using the available design assumptions in ACI 440.1R-15, CSA S806-12, and Zadeh and Nanni (2013). The figures indicate satisfactory prediction since any combination of the theoretical  $P_n$  and  $M_n$  falls inside the experimental failure envelope of the three column groups tested (G1, G2, and G3). The level of conservatism and degree of accuracy depend on the assumptions of each design method considered to predict  $P_n$  and  $M_n$ . The figures reveal that the ACI 440.1R and CSA S806 design methods provided accurate predictions when considering the bar contribution in compression. The average ratios of  $P_{exp}/P_{pred}$  were 1.04 and 1.08 with coefficients of variation of 2.5% and 4.5%, respectively. Neglecting the bar contribution in compression increased the level of conservatism for the predicted results using ACI 440.1R, CSA S806-12, and Zadeh and Nanni (2013). The average ratios of  $P_{exp}/P_{pred}$  were 1.13, 1.2 and 1.14 with coefficients of variation of 3.7%, 6.6%, and 4.5%, respectively. On the other hand, the use of the stress-block parameters in the ACI 440.1R and CSA S806 design methods resulted in more conservative predictions for specimens tested under high eccentricity-to-width ratios ( $e/h_o > 40\%$ ).

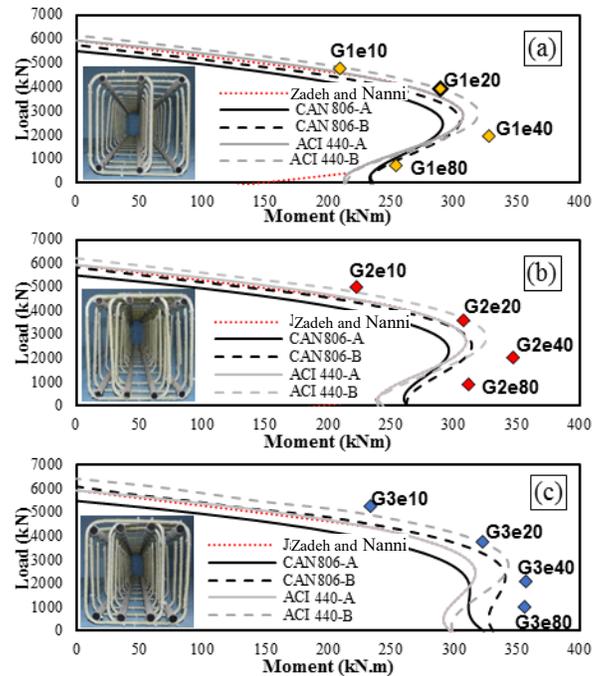


Figure 13. Experimental and predicted axial–moment interaction diagrams (Note: 1 kN = 0.225 kips; 1 kN.m = 0.7375 kip.ft; A: considering GFRP bar contribution; B: neglecting GFRP bar contribution)

### Parametric Study

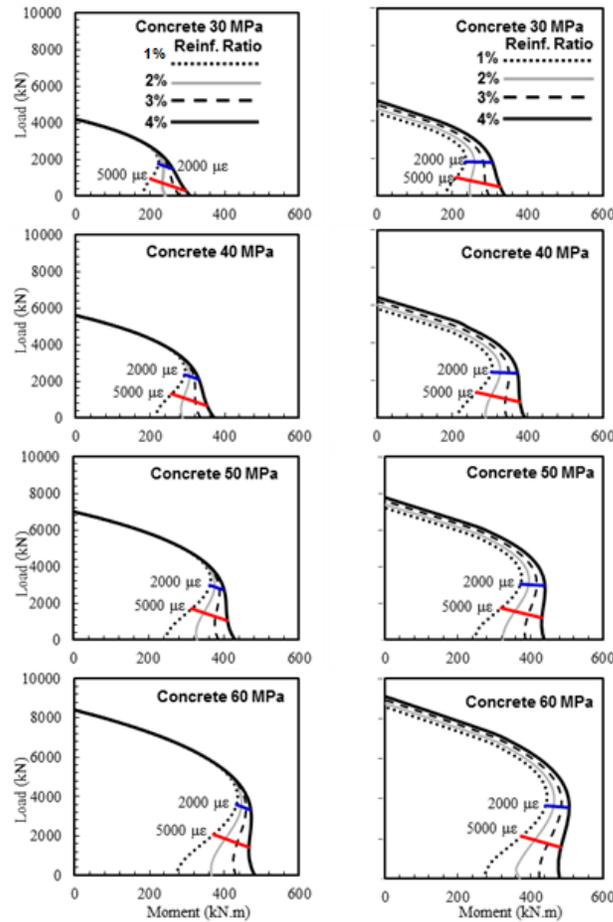
The influences of the amount of longitudinal reinforcement and concrete strength on the P–M diagrams were evaluated by conducting parametric studies covering the entire range of permissible amounts of longitudinal reinforcement with normal-concrete strength in the range of 30 to 60 MPa. The minimum reinforcement ratio of 1% was considered, as recommended in most codes and standards, and to avoid brittle tension failure by GFRP-bar rupture (Zadeh and Nanni 2013, Hadhood et al. 2016a). The maximum reinforcement ratio was limited to 4% to avoid reinforcement congestion. The aforementioned design procedures were used considering the mechanical properties of GFRP bars and column dimensions similar to that used in the experimental program. Figures 14.a and 14.b illustrate the P–M interaction diagrams that were developed for four different reinforcement ratios (1, 2, 3, and 4%) assuming reinforcement in

two faces. Figures 14a and b show the P–M interaction diagrams for the scenario of neglecting and considering the compression strength contribution of GFRP bars, respectively, considering ACI440.1R stress block parameters. The figures show the level at which the strains in the tension-side reinforcement reached to 2,000 and 5,000  $\mu\epsilon$ . At all these points, the concrete strain reached the limit of  $\epsilon_{c_{max}}$ . These two levels were chosen based on the experimental observation of cracking, deflection, and failure modes of the tested specimens, representing a change in the failure mechanism.

The influence of the amount of longitudinal reinforcement on the P–M interaction diagrams was more pronounced for higher eccentricities. Increasing the reinforcement ratio, however, insignificantly contributed to the compressive strength at low levels of eccentricity. Therefore, ignoring the contribution of the GFRP longitudinal bars in compression (replaced by an equivalent concrete area) to the load-carrying capacity may be conservative, assuming it to be equivalent to the concrete's since the GFRP bars showed mechanical characteristics comparable to that of the concrete. On the other hand, increasing the concrete strength from 30 to 60 MPa significantly increased (approximately 100%) the failure envelopes for the two scenarios (neglecting and considering the GFRP bars' contribution).

Figure 14 indicates that, typically, a decrease in the axial compression load was accompanied by an increase in the moment strength from the pure axial load condition to the points at which the strain in the tension reinforcement approached 2,000  $\mu\epsilon$ . The interaction curve then shows a simultaneous reduction of axial load and moment strength from these points to the condition of pure flexure. The reductions were more pronounced for the columns with lower

reinforcement ratios, while the columns with a reinforcement ratio of 4% showed an increase in the moment strength as the concrete strength increased from 30 to 60 MPa. On the other hand, the level of 5,000  $\mu\epsilon$  on the tension side is shown in the P–M interaction diagrams for the various reinforcement ratios and concrete strengths. Figure 14 indicates that this strain level occurs close to the condition of pure flexure when the concrete strength is lower. When the concrete strength increases, the 5,000  $\mu\epsilon$  strain level occurs at a lower level of eccentricity. In contrast, as the reinforcement ratio increases, this strain occurs at a larger level of eccentricity.



(a) No GFRP contribution in compression (b) GFRP contributes to compression

Figure 14. Effect of parametric study on axial–moment interaction diagram (Note: 1 kN = 0.225 kips; 1 kN.m = 0.7375 kip.ft)

In general, the interaction strength diagrams for GFRP-RC column cross sections with reinforcement ratios ranging from 1.0% to 4.0% did not exhibit a failure point (rupture of GFRP bars) before the strength interaction reached a pure bending condition. Throughout the envelope, failure is considered to occur when the outermost concrete fiber has reached its limiting strain in compression ( $\epsilon_{c_{max}}$ ) at the instant at which the strain in the GFRP reinforcing bars on the tension side has failed to reach 10,000  $\mu\epsilon$  up to a pure bending condition. Indeed, GFRP-RC columns are not susceptible to this brittle tension failure due to rupture of GFRP bars when the minimum reinforcement ratio of 1.0% is considered. Moreover, the test results indicate that, compressive failure did not occur in the GFRP bars at the maximum compressive strain attained in the GFRP reinforcing bars. As observed in the experimental test, however, the specimens attaining a tension strain higher than 5,000  $\mu\epsilon$  experienced severe cracking and lateral deflection, which was considered as warning of failure. Indeed, the P–M interaction diagrams for the GFRP-RC columns can be classified in three groups depending on the tension-strain value: compression-controlled zone with tension strain  $< 2,000 \mu\epsilon$ ; compression–tension-controlled zone with a tension strain ranging from 2,000 to 5,000  $\mu\epsilon$ ; and, lastly, a tension-controlled zone with a tension strain higher than 5,000  $\mu\epsilon$ .

## CONCLUSIONS

Twelve full-scale columns were tested under four different levels of eccentricity ( $e/h_o = 10, 20, 40, 80\%$ ). The effect of the three longitudinal GFRP reinforcement ratios (1.0, 1.4, 2.5%) was investigated with two different GFRP bar diameters, namely, #6 (20 mm; 0.75 in.) and #8 (25 mm; 1.0 in.). The parametric study was extended theoretically to address the effect of concrete strength (ranging from 30 to 60 MPa (4.35 to 8.7 ksi), GFRP reinforcement ratio (1.0,

2.0, 3.0, and 4.0%), and the contribution of GFRP bars in compression. The experimental data provided the evidence required to include design provisions in the forthcoming ACI 440 code for the use of GFRP bars and ties as internal reinforcement in eccentrically loaded compression members. The use of GFRP-RC columns as part of the lateral-force-resisting system is, however, subject to evaluation and validation by seismic investigations and is not covered in this study. The following conclusions can be drawn based on the experimental test results presented herein.

1. The compression strain of the GFRP reinforcing bars in the tested concrete columns did not show compression failure up to peak load. In addition, the GFRP bars developed up to  $12,000 \mu\epsilon$  compressive strain, confirming that the GFRP bars were effective in resisting compression until after crushing of the concrete.
2. Based on the test results and parametric investigation, the failure of GFRP-RC columns under large eccentric loading ( $e/h_o = 80\%$ ) is not triggered by bar rupture on the tension side, provided that the minimum reinforcement ratio is not less than 1% for normal-strength concrete ( $30 \leq f'_c \leq 60$  MPa ( $4.35 \leq f'_c \leq 8.7$  ksi)). The maximum average tensile strain attained by the test specimens at peak load still represented less than 50% of the ultimate tensile strain of the GFRP bars.
3. Increasing the longitudinal-reinforcement ratio from 1% to 2.5% slightly increased the strength of the specimens tested under low eccentricity ( $e/h_o = 10\%$  and  $20\%$ ) by 11% and 13%, respectively. The corresponding strength increase was more pronounced (35%) for specimens tested under large eccentricity ( $e/h_o = 80\%$ ).

4. The experimental evidence of this study indicates that using GFRP ties as lateral reinforcement—with ACI 318-14's maximum spacing ( $16d_b$ ), as per Sections 10.7.6.1.2 and 25.7.2.1, reduced to  $(16d_b/2)$  to account for the difference in moduli of elasticity—effectively prevented the buckling of the GFRP bars and confined the concrete core in the post-peak stages up to a high strain level (12,000  $\mu\epsilon$  of compressive strain).
5. The parametric study indicates that increasing the concrete strength from 30 to 60 MPa significantly increased (approximately 100%) the failure envelopes for both scenarios of neglecting or considering the GFRP compression contribution.
6. Considering the compression contribution of the GFRP bars in the strain compatibility and force equilibrium analysis provided accurate predictions of the experimental P–M interaction diagrams, while neglecting this contribution added to the level of conservativeness.
7. Based on the experimental and analytical investigation, strain limits are proposed for the design of GFRP-RC columns under combined axial and flexural loads considering three failure mechanisms:
  - a) Compression-controlled, initiated by concrete crushing at  $\epsilon_c \geq \epsilon_{c\max}$ ;  $\epsilon_{ft} \leq 2,000 \mu\epsilon$ ;
  - b) Compression-tension transition, characterized by the initiation of cracks on the tension side with the following strain limitations:  $\epsilon_c \geq \epsilon_{c\max}$ ;  $2,000 \leq \epsilon_{ft} \leq 5,000$ ; and
  - c) Tension-controlled. The failure in this case is characterized by excessive lateral deflection and widening cracks, along with extreme compression-fiber crushing, with the following strain limitations:  $\epsilon_c \geq \epsilon_{c\max}$ ;  $5,000 \leq \epsilon_{ft} \leq 10,000$ .

## Acknowledgments

The authors would like to express their special thanks and gratitude to the Natural Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC), the NSERC Industrial Research Chair in FRP Reinforcement for Concrete Infrastructure, and the Fonds de la recherche du Québec–Nature et Technologie – (FRQ-NT) for their financial support. The authors would like to thank Pultrall Inc. (Thetford Mines, Quebec, Canada) for donating the GFRP bars and ties, and the technical staff of the Structural and Materials Lab in the Department of Civil Engineering at the University of Sherbrooke.

## References

- Afifi, M., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2013a). “Axial Capacity of Circular Concrete Columns Reinforced with GFRP Bars and Spirals.” *J. Compos. Constr.*, 18(1), 04013017.
- Afifi, M., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2013b). “Strength and Axial Behavior of Circular Concrete Columns Reinforced with CFRP Bars and Spirals.” *J. Compos. Constr.*, 18(2), 04013035.
- Ali, M A. and El-Salakawy, E. (2016) “Seismic Performance of GFRP Reinforced Concrete Rectangular Columns” *ASCE, J. Compos. Constr.*, V. 20, No. 3, 04015074-1-12.
- American Concrete Institute (ACI) Committee 318. (2014). “Building code requirements for structural concrete and commentary.” *ACI 318R-14*, Farmington Hills, MI.
- American Concrete Institute (ACI) Committee 440. (2015). “Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars.” *ACI 440.1R-15*, Farmington Hills, MI.

- ASTM. (2011). "Standard test method for tensile properties of fiber reinforced polymer matrix composite bars." ASTM D7205-11, West Conshohocken, PA.
- Canadian Standards Association (CSA). (2012). "Design and construction of building components with fiber reinforced polymers." *CAN/CSAS806-12*, Rexdale, Ontario, Canada.
- Choo, C. C., Harik, I. E., and Gesund, H. (2006a). "Minimum reinforcement ratio for fiber reinforced polymer reinforced concrete rectangular columns." *ACI Struct. J.*, 103(3), 460–466.
- Choo, C. C., Harik, I. E., and Gesund, H. (2006b). "Strength of rectangular concrete columns reinforced with fiber-reinforced polymer bars." *ACI Struct. J.*, 103(3), 452–459.
- De Luca, A., Matta, F., and Nanni, A. (2010). "Behavior of full-scale glass fiber-reinforced polymer reinforced concrete columns under axial load." *ACI Structural Journal*, 107 (5), 589-596.
- El-Nemr, A., Ahmed, E.A., and Benmokrane, B. (2013) "Flexural Behavior and Serviceability of Normal- and High-Strength Concrete Beams Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars" *ACI Structural Journal*, V. 110, No. 6, 1077-1087.
- Guérin, M., (2017) "Eccentric Behavior of Full-scale RC Columns with GFRP Bars and Ties" PhD. Thesis, University of Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada.
- HadHood, A., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2016a). "Experimental Study of Circular High-Strength Concrete Columns Reinforced with GFRP Bars and Spirals under Concentric and Eccentric Loading." *J. Compos. for Constr.*, 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000734.
- HadHood, A., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2016b). "Axial Load–Moment Interaction Diagram of Circular Concrete Columns Reinforced with CFRP Bars and

Spirals: Experimental and Theoretical Investigations.” *J. Compos. for Constr.*, 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000748.

Hadi, M. N., Karim, H., Sheikh, M. N., (2016) “Experimental investigations on circular concrete columns reinforced with GFRP bars and helices under different loading conditions. *Journal of Composites for Construction*. 13:04016009.

Kassem, C., Farghaly, A.S., and Benmokrane, (2011) “Evaluation of Flexural Behavior and Serviceability Performance of Concrete Beams Reinforced with FRP Bars.” *J. Compos. Constr.*, ASCE, 15(5):682-695.

Mohamed, H. M., Afifi, M., and Benmokrane, B. (2014). “Performance Evaluation of Concrete Columns Reinforced Longitudinally with FRP Bars and Confined with FRP Hoops and Spirals under Axial Load”. *J. Bridge Eng.*, 19(7), 04014020.

Nanni, A.; De Luca, A.; and Jawaheri Zadeh, H., (2014). “Reinforced Concrete with FRP Bars: Mechanics and Design, CRC Press, Boca Raton, FL.

Shield, C., Galambos, T., and Gulbrandsen, P, (2011)., “On the History and reliability of the Flexural Strength of FRP reinforced concrete members in ACI 440.1R,” American Concrete Institute, ACI Special Publication, v 1, n 275 SP, p 1-18, 2011, 10th International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures 2011, FRPRCS-10.

Tavassoli, A., Liu, J., and Sheikh S. (2015) “Glass Fiber-Reinforced Polymer-Reinforced Circular Columns under Simulated Seismic Loads” *ACI Structural Journal*, V. 112, No. 1, 103-114.

Tobbi, H., Farghaly, A. S., and Benmokrane, B. (2012) “Concrete columns reinforced longitudinally and transversally with glass fiber-reinforced polymers bars.” *ACI Struct. J.*, 109(4), 1–8.

Yost, J. R., Gross, S. P., and Dinehart, D. W. (2003). “Effective moment of inertia for glass fiber-reinforced polymer-reinforced concrete beams.” *ACI Struct. J.*, 100(6), 732–739.

Zadeh, H., and Nanni, A. (2013). “Design of RC columns using glass FRP reinforcement.” *J. Compos. Constr.*, 10.1061/ (ASCE) CC.1943- 5614.0000354, 294–304.

## **Appendix A**

The analysis of P-M interaction diagram is based on the following assumptions:

1. Strain in GFRP reinforcement and concrete is assumed to be directly proportional to the distance from the neutral axis.
2. Maximum strain  $\varepsilon_{c_{max}}$  in the extreme concrete compression fiber is 3,000  $\mu\varepsilon$  when using ACI 440.1R-15 and 3,500  $\mu\varepsilon$  when using CSA S806-12.
3. The stress–strain curve for GFRP reinforcement is linear up to failure.
4. The tensile and the compressive Young’s moduli of the GFRP bars are equal.
5. The tensile strength of concrete is negligible.
6. The moment resulting from the second-order effect is neglected.
7. The design strength is developed when the maximum compressive strain in concrete reaches the limit ( $\varepsilon_{c_{max}}$ ) and the maximum tensile strain in the GFRP reinforcement is within the following proposed limit considering three failure mechanisms:
  - a. Compression-controlled; initiated by concrete crushing at the compression side with the following strain limitations:

$$\varepsilon_c \geq \varepsilon_{c\max}; \varepsilon_{ft} \leq 2,000 \mu\varepsilon, \quad (1)$$

Where  $\varepsilon_c$  and  $\varepsilon_{ft}$  are the concrete and GFRP strains on the compression and tension sides, respectively.

- b. Compression-tension transition; characterized by the initiation of cracks on the tension side with the following strain limitations:

$$\varepsilon_c \geq \varepsilon_{c\max}; 2,000 \leq \varepsilon_{ft} \leq 5,000 \quad (2)$$

- c. Tension-controlled; based on the test observations. Attaining the full tensile capacity of the GFRP bars requires a degree of curvature that may be either unattainable or unacceptable for columns. Basically, a fundamental boundary condition is established based on the experimental observations that the tensile rupture of GFRP is not practical, given serviceability restrictions and the ultimate limit-state failure mechanism. An upper limit of ultimate tensile strain is therefore proposed by the authors. The failure load in this case is characterized by warning of failure by excessive lateral deflection and widening cracks, along with extreme compression-fiber crush, with the following strain limitations:

$$\varepsilon_c \geq \varepsilon_{c\max}; 5,000 \leq \varepsilon_{ft} \leq 10,000 \quad (3)$$

The following equations are used to predict the P–M interaction diagrams, which are based on the equilibrium of forces and compatibility of strains.

The resultant of the compressive stresses in concrete, is calculated as:

$$C_c = -\alpha f'_c b \beta c \quad (\text{neglecting compression GFRP bars contribution}) \quad (4)$$

$$C_c = -\alpha f'_c b \left( \beta c - \sum A_{fi-\beta c} \right) - R_{fi} \quad (\text{considering compression GFRP bars contribution}) \quad (5)$$

GFRP bars' resultant stresses

$$R_{f_i} \begin{cases} = 0 & \varepsilon_{f_i} < 0 \\ = A_{f_i} E_f \varepsilon_{f_i} & \varepsilon_{f_i} \geq 0 \end{cases} \quad (6)$$

Strain in bars can be obtained:

$$\varepsilon_{f_i} = \varepsilon_{c_{\max}} \frac{(c - d_i)}{c} \quad (7)$$

Internal resultant force

$$P_n = C_c + \sum_{i=1}^n R_{f_i} \quad (8)$$

$$P_{n_{\max}} = \alpha f'_c b h \text{ (neglecting the contribution of compression GFRP bars)} \quad (9)$$

$$P_{n_{\max}} = \alpha f'_c \left( b h - \sum_{i=1}^n A_{f_i} \right) + \varepsilon_{f_i} E_f \sum_{i=1}^n A_{f_i} \text{ (considering compression GFRP bars contribution)}$$

(10)

$$M_n = C_c \frac{\beta c}{2} + \sum_{i=1}^n R_{f_i} d_i - P_n \frac{h}{2} \quad (11)$$

where  $\varepsilon_c = \varepsilon_{c_{\max}}$  and  $\varepsilon_{f_i} < \varepsilon_{f_u}$

The value of  $\alpha$  and  $\beta$  are taken as follows:

According to ACI440.1R-15:

$$\alpha = 0.85$$

$$\beta = \max \left( 0.85 - 0.005 \left( \frac{27.6 - f'_c}{6.9} \right); 0.85 \right) \quad (12)$$

According to CAN/CSA S806-12:

$$\alpha = 0.85 - 0.0015 f'_c$$

$$\beta = 0.97 - 0.0025 f'_c$$

## Eccentricity

$$e = M_n / P_n \quad (13)$$

The nominal  $P_n$ – $M_n$  interaction diagram for a particular column with a predefined concrete strength and reinforcement ratio may be extended into the range where  $P_n$  becomes a tensile load. A set of strains can be assumed, and the usual static equations can be written and solved for  $P_n$ ; and  $M_n$ .

**Notations**

$P_n$	nominal compression strength
$M_n$	nominal bending strength
$P_{n\max}$	maximum axial load applied on the centroid
$C_c$	concrete compression force
$\alpha$	scale factor transforming the concrete strength $f_c'$
$f_c'$	concrete compression strength
$b$	width of the concrete section
$\beta$	scale factor transforming the neutral $c$ in an equivalent compression depth
$c$	neutral axis depth
$\sum A_{fi-\beta c}$	all the areas included in the ERSB
$R_{fi}$	force in a row $i$ of bar
$A_{fi}$	area in a row $i$ of bar
$E_f$	elastic modulus of the longitudinal reinforcement
$\varepsilon_{fi}$	strain in each row $i$ of bar
$\varepsilon_c$	strain in the extreme compression fiber
$d_i$	distance between the row $i$ of bar and the extreme compression fiber
$d_b$	bar diameter
$h$	height of the concrete section
$h_o$	width of the column
$\varepsilon_{cu}$	ultimate strain at the extreme compression fiber
$\varepsilon_{fu}$	ultimate tension strength of bars
$\partial y$	infinitesimal element width
$n$	factor of curve adjustment
$f_c$	stress at the strain $\varepsilon_c$

$\varepsilon_o$	ultimate strain at $f'_c$
$k$	factor of stress reduction
$E_c$	elastic modulus of the concrete strength $f'_c$
$e$	eccentricity applied versus the centroid
$x$	lateral displacement at the midheight



# CHAPITRE 6

## Conclusions et recommandations pour les futurs travaux

### 6.1 Conclusions

La présente recherche porte sur la performance structurale des colonnes de béton carrées renforcées de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) ayant une charge de compression excentrique, induisant ainsi une charge de compression combinée à une charge de flexion. Lesdites colonnes, à grande échelle, ont été testées sous quatre niveaux d'excentricité. Les paramètres expérimentaux ont été choisis pour évaluer leurs influences sur le comportement des colonnes renforcées de PRFV. Les résultats obtenus avec le renfort en PRFV ont été comparés avec l'armature en acier. Les spécimens ont comme dimensions 406 mm x 406 mm de section brute et font 2 032 mm de haut. L'enrobage de l'armature (distance entre le nu de la colonne et l'étrier) fait 38,1 mm. Dans chaque série, quatre excentricités ont été appliquées sur la section, soit 40 mm, 80 mm, 160 mm et 320 mm (qui représente 0,1h, 0,2h, 0,45h et 0,8h, où h est la hauteur de la section brute perpendiculaire à l'axe de flexion). Pour faciliter la lecture des résultats et des conclusions des recherches effectuées, on va utiliser les nomenclatures pour les séries suivantes où la description de chaque spécimen sera faite par la suite : P6#6, P8#6, P8#8, A6#6 et S6#6. La lettre représente le type d'armature. Pour la lettre P, c'est l'armature V-ROD de Pultrall inc. qui a été utilisée. Pour la lettre A, c'est l'armature Aslan de la compagnie Hughes Brothers. Finalement, pour la lettre S, c'est l'anglicisme de l'acier, soit *steel*. Pour ce qui est de la numérotation, le premier, soit à gauche du #, représente le nombre de barres longitudinales et le deuxième, soit à droite du #, représente le diamètre nominal des barres associées. Les résultats sont présentés dans deux articles publiés dans le journal "*American Concrete Institute Journal*". Dans le premier article, il est présenté une comparaison du comportement structural des colonnes des séries P6#6, A6#6 et S6#6 sous différents excentricités. Dans le deuxième article, c'est la comparaison structurale des séries P6-6, P8-6 et P8-8 qui a été faite pour évaluer l'effet du taux d'armature (aire d'armature longitudinale totale sur l'aire de la section brute). De plus, une analyse théorique paramétrique

a été effectuée sur le diagramme d'interaction P-M en faisant varier la résistance en compression du béton et le taux d'armature longitudinale. Enfin, l'analyse théorique a également pris en compte le fait de considérer ou non la contribution des barres d'armature en compression lors des calculs pour le diagramme d'interaction. Les recommandations et les analyses ont été développées pour refléter au meilleur les résultats obtenus en laboratoire tout en considérant les résultats d'analyses des recherches effectuées auparavant. Voici les conclusions, de chaque article, des observations recueillies et des analyses effectuées :

### **Article #1**

Les recommandations suivantes sont relatives à ce qui a été publié dans l'article #1 :

1. Le niveau d'excentricité a considérablement affecté la résistance, les modes de rupture et le comportement des colonnes renforcées de PRFV et d'acier. Le comportement des colonnes de PRFV était cependant très similaire à celui des colonnes d'acier sous la même excentricité;
2. les modes de rupture des colonnes de PRFV testées n'ont pas été affectés par les différences de rigidité et de surface des barres de PRFV. Les capacités axiales des colonnes de type A, pour les excentricités de 0,1h, 0,2h, 0,4h et 0,8h, ont été affectées négativement de 2,3%, 12%, 16% et 22% par rapport à leurs homologues en acier. Les valeurs correspondantes pour les spécimens de type B étaient respectivement de 9%, 16%, 31% et 32% inférieurs;
3. les colonnes de PRFV et d'acier testées sous une petite excentricité (0.1h et 0.2h) ont atteint la rupture en compression du béton. La rupture en compression ductile était le mode de rupture dominant des spécimens testés avec une excentricité de 0,4h. En raison de la déformation excessive, de la fissuration et des grandes déformations enregistrées dans les barres de PRFV sous grande excentricité (0.8h), la rupture a été appelée traction contrôlée;
4. le module d'élasticité a été, respectivement, de 51,3 GPa et 48,2 GPa pour les barres de PRFV de type A et Type B, ce qui donne une légère augmentation des capacités axiales dans les spécimens de type A, par rapport à son équivalent de type B.

5. la charge moyenne supportée par le renforcement longitudinal de PRFV était, en moyenne, de 3%, 5% et 13% de la charge maximale pour les spécimens testés avec une excentricité faible (0.1h et 0.2h), moyenne (0.4h) et élevée (0,8h), respectivement. La charge moyenne portée par le renforcement longitudinal en acier était d'environ 9%, 17% et 36% de la charge maximale;
6. en utilisant l'espacement maximal des étriers à la moitié de la limite prescrite à la section 7.10.5.2 dans ACI 318-14 ( $16 d_b$ , où  $d_b$ , est le diamètre de la barre), pour tenir compte de la différence de module de Young entre l'acier et le PRFV, cela était suffisant pour assurer que le renfort longitudinal ne flambe pas et confine le noyau de béton après la résistance au pic;
7. le diagramme d'interaction pour les colonnes de PRFV testées montre la forme caractéristique du "genou" trouvée avec les colonnes classiques en acier. L'enveloppe de rupture des spécimens d'acier était légèrement supérieure à celle des colonnes de PRFV; &
8. les résultats du test indiquent que l'effet du second ordre était insignifiant. Les rapports moyens du moment induit par déplacement latéral au pic (effet de second ordre) variaient de 4% à 10% du moment nominal. La valeur la plus élevée était pour les spécimens présentant une excentricité inférieure.

## **Article #2**

Les recommandations suivantes sont relatives à ce qui a été publié dans l'article #2 :

1. La contrainte de compression des barres de PRFV dans les colonnes de béton testées n'a pas montré de rupture en compression jusqu'à la charge maximale. En outre, les barres de PRFV ont développé jusqu'à 12 000  $\mu\epsilon$  de déformation en compression, confirmant que les barres de PRFV étaient efficaces pour résister à la compression jusqu'à l'écrasement du béton;
2. sur la base des résultats des tests et de l'étude paramétrique, la rupture des colonnes de PRFV sous une grande charge excentrique ( $e/h = 80\%$ ) n'est pas déclenchée par la rupture des barres sur la face en tension, à condition que le rapport de renforcement minimum ne soit pas inférieur à 1% pour le béton de résistance normale ( $30 \leq f'_c \leq$

60 MPa). La traction des barres sur la face en tension moyenne maximale atteinte des spécimens à la charge maximale représentait un peu moins de 50% de la tension ultime en traction des barres de PRFV;

3. l'augmentation du taux de renforcement longitudinal de 1% à 2,5% a légèrement augmenté la résistance des spécimens sous une faible excentricité ( $e/h = 10$  et 20%) de 11 et 13% respectivement. L'augmentation de résistance a été plus prononcée (35%) pour les spécimens sous une grande excentricité ( $e / h = 80\%$ );
4. on a noté que le comportement élastique linéaire des barres de PRFV entraîne une déformation résiduelle négligeable (déplacement latéral et ouverture des fissures) des spécimens testés après la fin des essais;
5. les résultats expérimentaux de la présente étude ont indiqué que l'utilisation des étriers de PRFV comme renforcement latéral, avec l'espacement maximal proposé par ACI 318-14 ( $16d_b$ ), aux sections 10.9.1 et 7.10.5.2, à  $16d_b/2$  pour tenir compte de la différence de module d'élasticité, a empêché efficacement le flambage des barres de PRFV et a confiné le noyau de béton dans la zone post-pic jusqu'à un niveau de contrainte élevé (12 000  $\mu\epsilon$  en compression);
6. l'étude paramétrique indique que l'augmentation de la résistance en compression du béton de 30 à 60 MPa a augmenté de manière significative (environ 100%) l'enveloppe de résistance P-M pour les petites excentricités considérant de la contribution des barres de PRFV);
7. compte tenu de la contribution en compression des barres de PRFV dans la compatibilité des déformations, l'analyse de l'équilibre des forces internes a fourni des prédictions plus précises aux diagrammes d'interaction P-M expérimentaux. En négligeant cette contribution, cela ajoutera un niveau de sécurité supplémentaire; &
8. sur la base de l'étude expérimentale et analytique, des limites de déformation sont proposées pour l'analyse et la conception des colonnes en béton armé de PRFV sous un chargement axial/flexion en considérant trois mécanismes de rupture :

A. Zone contrôlée en compression : initié par l'écrasement du béton :

$$\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu} \text{ et } \varepsilon_{ft} \leq 2\,000 \mu\epsilon \quad (6-1)$$

B. Zone de transition compression/traction : caractérisé par l'initiation de fissures du côté de la tension et par la suite c'est l'écrasement du béton qui survient avec les contraintes suivantes :

$$\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu} \text{ et } 2\,000 \mu\epsilon \leq \varepsilon_{ft} \leq 5\,000 \mu\epsilon \quad (6-2)$$

C. Zone contrôlée par la traction : la charge de rupture dans ce cas est caractérisée par une déflexion latérale excessive et des fissures importantes et rapides, ainsi que par l'écrasement du béton, avec les contraintes suivantes :

$$\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu} \text{ et } 5\,000 \mu\epsilon \leq \varepsilon_{ft} \leq 10\,000 \mu\epsilon \quad (6-3)$$

## 6.2 Recommandations pour les travaux futurs

La recherche actuelle et les recherches précédentes effectuées montrent le potentiel existant de l'utilisation des barres de PRF dans les colonnes chargées en compression concentrique ou excentrique. Même si une volonté est là pour parfaire nos connaissances sur ces éléments structuraux incorporant un matériau plus que novateur, on interpelle plus de recherches sur les éléments suivants : l'étude des colonnes est relativement jeune, le faible module élastique des barres de PRF, surtout dans le cas de la fibre de verre, les propriétés mécaniques variables qui affectent le comportement et la résistance de ces éléments structuraux et la contribution des barres de PRF comprimées lors du calcul de la résistance en flexion, de la compression concentrique ou de la compression excentrique. Le besoin d'investissement dans la recherche est de mise pour encadrer les différentes situations pouvant être rencontrées dans la pratique et de fournir des exigences réglementaires adéquates pour les praticiens. Voici une liste exhaustive, du moins la plus complète que possible, des recherches complémentaires à mener pour bien caractériser le comportement des colonnes en béton armé renforcées de PRF :

- utiliser du béton à ultra-hautes performances. Effectivement, bien connue dans le monde de la recherche, la combinaison de ce paramètre, couplé avec les barres de PRF, pourrait avoir une incidence positive sur le comportement des colonnes;
- incorporer des nouvelles technologies : de nouveaux éléments dans le béton, comme la poudre ou des granulats de verre par exemple. De nos jours, le développement durable prend une place de plus en plus importante et y incorporer de ces éléments pourrait avoir deux incidences prometteuses : (1) recycler des matériaux non conventionnels afin d'avoir une certaine empreinte écologique et énergétique diminuée par rapport au béton conventionnel et (2) augmenter la base de données expérimentale pour la rhéologie du béton afin de l'insérer dans les codes actuels, par exemple la CAN/CSA A23.1 et CAN/CSA A23.2;
- appliquer une démarche similaire pour les formes irrégulières. En effet, les sections rectangulaires et circulaires sont habituellement privilégiées. Par contre, des formes comme le trapèze, l'ovale ou le polygone pourraient être utilisées en pratique;
- étudier l'espacement et/ou le diamètre des étriers pour valider l'élancement et le déversement des barres longitudinales en compression pour proposer des exigences réglementaires;
- diminuer le taux d'armature longitudinale pour qu'il soit inférieur à 1 % afin d'étudier la possibilité d'avoir une rupture en traction des barres de PRF lorsque l'excentricité est grande pour la charge en compression. Également, on pourrait vérifier si on doit limiter le taux d'armature à 0,5 % au minimum dans la section comme le font les normes CSA A23.3 et ACI318-14 en appliquant un facteur de réduction de la capacité sur la charge de compression et de flexion avec l'équation suivante :

$$0,5 \left( 1 + \frac{\rho_t}{0,01} \right) \quad \text{lorsque} \quad \rho_t = [0,5\% \text{ et } 1,0\%] \quad (6-4)$$

- l'effet de l'élancement et des effets P-Delta ne sont pas bien définis en raison du manque de recherche. Des modèles analytiques et des expériences en laboratoire

devront être réalisés pour bien caractériser les deux phénomènes. De plus, ces résultats devront faire l'objet d'une analyse par éléments finis dans un modèle de bâtiment;

- continuer la recherche sur le génie parasismique des colonnes de béton armé renforcées de PRF pour étudier la ductilité/déformabilité. Actuellement, la norme CAN/CSA S806-12 laisse les coefficients de réduction de la ductilité ( $R_d$ ) et de surcapacité des matériaux ( $R_o$ ) à l'unité, ce qui revient à ne pas réduire les forces sismiques. Par contre, les recherches effectuées jusqu'à maintenant indiquent que ces sections sont capables de subir de grands déplacements/déformations tout en gardant la charge appliquée constante avant la rupture; &
- analyser la partie linéaire du comportement des colonnes pour en évaluer les conditions en service. Comme on le sait, on recommande de restreindre la déformation ou la contrainte dans l'armature à 25 % de la limite ultime pour le fluage pour les barres de PRFV. Pour la flexion, c'est relativement simple. Pour les colonnes ayant un effort combiné de compression et de flexion (ou même de traction et de flexion), l'analyse théorique peut s'avérer complexe. Ainsi, une formulation plus simple devrait être envisagée pour les praticiens pour être en mesure de calculer rapidement, avec un niveau conservateur et réaliste, les contraintes. De plus, la vérification de la fissuration devra également faire l'objet d'une analyse.



# LISTE DES RÉFÉRENCES

- ACI Committee 318, [2014], “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI.318-14) and Commentary,” American Concrete Institute, Farmington Hills.
- Afifi, M. Z. (2013c). “Behavior of Circular Concrete Columns Reinforced with FRP Bars and Spirals.” Ph.D. dissertation, University of Sherbrooke, QC, Canada; 216p.
- Afifi, M. Z., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2015). “Theoretical stress-strain model for circular concrete columns confined by GFRP spirals and hoops. *J. Eng. Struct.*, Elsevier, 08/2015; 102(2015):202-213.
- Afifi, M. Z., Mohamed, H. M., Chaallal, O., and Benmokrane, B. (2014). “Confinement Model for Concrete Columns Internally Confined with Carbon FRP Spirals and Hoops.” *J. Struct. Eng.*, ASCE, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001197, 04014219.
- Afifi, M., Mohamed, H., and Benmokrane, B. (2014). Axial Capacity of Circular Concrete Columns Reinforced with GFRP Bars and Spirals. *J. Compos. Constr.*, 18(1), 04013017.
- Afifi, M., Mohamed, H., and Benmokrane, B. (2014). Strength and Axial Behavior of Circular Concrete Columns Reinforced with CFRP Bars and Spirals. *J. Compos. Constr.*, 18(2), 04013035.
- Afifi, M., Mohamed, H., Chaallal, O., and Benmokrane, B. (2014). Confinement Model for Concrete Columns Internally Confined with Carbon FRP Spirals and Hoops. *J. Struct. Eng.*, 10.1061/ (ASCE) ST.1943-541X.0001197, 04014219.
- Allred, R. E. (1981). The Effect of Temperature and Moisture Content on the Flexural Response of Kevlar/Epoxy Laminates: Part II. [ ± 45,0/90] Filament Orientation. *Journal of composite materials.*, 10.1177/002199838101500202, Vol. 15-2 117-132

Alsaye, SH., Alhozaimy, AM., Al-Salloum, YA., Almusallam, TH. (2002). Durability of the new generation of GFRP rebars under severe environments. Proceedings of the second international conference on durability of fiber reinforced polymer (FRP) composites for construction (CDCC 2002), Montreal, Quebec, Canada, May 29–31, 2002. p. 651–63.

Al-Zahrani M. (2007). Tensile strength degradation of glass fiber reinforced polymer bars in aggressive solutions both as stand-alone and cast-in-concrete. Proceedings of the 8th international symposium on fiber-polymer reinforcement for concrete structures, Patras, Greece, July 16–18, 2007. p. 1–10.

American Concrete Institute (ACI). (2008). “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures.” ACI 440.2R-08, Farmington Hills.

American Concrete Institute (ACI). (2015). “Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars.” ACI 440.1R-15, Farmington Hills.

ASTM C39/C39M (2012). “Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.” West Conshohocken, PA, 7 pp.

ASTM D7205/D7205M (2011). “Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber Reinforced Polymer Matrix Composite Bars.” West Conshohocken, PA.

Au, C., Büyüköztürk, O. (2006). “Peel and shear fracture characterization of debonding in FRPO plated concrete affected by moisture” *Journal of composites for construction.*, doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2006)10:1(35). p186-205

Bédard, C.(1992). Composite reinforcing bars : Assessing their use in construction, *Concrete International*, Janvier 1992, 55-59

Benmokrane, B. Rahman, H., 1998. Durability of fiber reinforced polymer (FRP), *Composites for Construction*. 1st International Conference on Composites for Construction (CDCC 98), 5-7 août, Sherbrooke, Québec, 692 p.

- Bjerkeli, I., Tomaszewicz, A. and Jensen, J. J. (1990). Deformation Properties and Ductility of Very High Strength Concrete. Utilization of High- Strength Concrete, Second International Symposium, American Concrete Institute, Farmington Hills, volume SP, no. 121, p. 215-238.
- CAN/CSA-A23.3-14, [2014]. “Design of Concrete Structures,” Canadian Standard Association, Mississauga, ON, Canada.
- CAN/CSA-S6-06, [2014], “Canadian Highway Bridge Design Code,” Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada.
- CAN/CSA-S806-12 (CSA). (2012). “Design and construction of building components with fiber reinforced polymers.” CAN/CSAS806-12, Mississauga, ON, Canada.
- Canbay, E., Ozcebe, G., and Ersoy, U. (2006). High-Strength Concrete Columns under Eccentric Load. *J. Struct. Eng.*, 132(7), 1052–1060.
- Chaallal, O. et Benmokrane, B., C (1993). Physical and mechanical performance of an innovative glass-fibre-reinforced plastic rod. *Revue canadienne de genie civil, Conseil national de recherche du Canada*, 20(2), 254-268.
- Choo, C. C., Harik, I. E., and Gesund, H. (2006a). Minimum reinforcement ratio for fiber reinforced polymer reinforced concrete rectangular columns. *ACI Struct. J.*, 103(3), 460–466.
- Choo, C. C., Harik, I. E., and Gesund, H. (2006b). Strength of rectangular concrete columns reinforced with fiber reinforced polymer bars. *ACI Struct. J.*, 103(3), 452–459.
- Collins, M.P. et Mitchell, D. (1997). *Prestressed Concrete Structures*. Response Publications, Canada, 766 p.
- De Luca, A., Matta, F., and Nanni, A. (2010). Behavior of full-scale glass fiber-reinforced polymer reinforced concrete columns under axial load. *ACI Struct. J.*, 107(5), 589–596.

- Foster, S. and Attard, M. (2001). Strength and Ductility of Fiber-Reinforced High-Strength Concrete Columns. *J. Struct. Eng.*, 127(1), 28–34.
- Foster, S. J. (2001). On Behavior of High-Strength Concrete Columns: Cover Spalling, Steel Fibers, and Ductility. *ACI Struct. J.*, 98(4), p. 583-589.
- Foster, S. J. and Attard, M. M. (1997). Experimental Tests on Eccentrically Loaded High Strength Concrete Columns. *ACI Struct. J.*, 94(3), p. 295-303.
- Foster, S., Liu, J., and Sheikh, S. (1998). Cover Spalling in HSC Columns Loaded in Concentric Compression. *J. Struct. Eng.*, 124(12), 1431–1437.
- Hadhood, A. (2015). “Behavior of circular concrete columns reinforced with FRP bars under eccentric loading.” Technical report, University of Sherbrooke, QC, Canada, 144p.
- Hadhood, A., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2016b). “Strength of Circular High-Strength Concrete Columns Reinforced with GFRP Bars and Spirals,” 7th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS-VII), proceedings, Aug. 22-24, Vancouver, BC, Canada, 7p.
- Hadhood, A., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2017a). “Experimental Study of Circular High-Strength Concrete Columns Reinforced with GFRP Bars and Spirals under Concentric and Eccentric Loading,” *J. Compos. Constr.*, ASCE, 21 (2), DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000734.
- Hadhood, A., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2017b). “Efficiency of Glass-Fiber Reinforced-Polymer (GFRP) Discrete Hoops and Bars in Concrete Columns under Combined Axial and Flexural Loads,” *Journal of Composite: Part B*, Elsevier, 114, 223-
- Hadhood, A., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2017c). “Axial Load–Moment Interaction Diagram of Circular Concrete Columns Reinforced with CFRP Bars and

Spirals: Experimental and Theoretical Investigations,” *J. Compos. Constr.*, ASCE, 21 (2), DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000748.

Hadhood, A., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B. (2017d). “Strength and Failure Mechanisms of Circular HSC Columns Reinforced with Carbon-FRP Bars and Spirals under Axial and Eccentric Compressive Loads,” *J. Constr. and Build. Mat.*, Elsevier, 141, 366- 378.

Hadhood, A., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B., (2016a). “Behavior of Circular FRP Reinforced Concrete Columns under Eccentric Loading,” 5th International Structural Specialty Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CSCE 2016), proceedings, 1-4 June 2016, London, ON, Canada, 8p.

Hadhood, A., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B., “Failure envelope of circular concrete columns reinforced with GFRP bars and spirals,” *ACI Struct. J.* (Accepted in Aug. 2016). Hadhood, A., Mohamed, H. M., and Benmokrane, B., “Stress Block Parameters of Circular High-Strength Concrete Members Reinforced with GFRP reinforcement,” *J. Struct. Eng.*, ASCE (Submitted in May 2017).

Hadi, M. N. S. and Youssef, J. (2016). “Experimental investigation of GFRP-reinforced and GFRP-encased square concrete specimens under axial and eccentric load, and four-point bending test.” *J. Compos. Constr.*, ASCE, 20(5), 04016020.

Hadi, M. N. S., Hayder, A. H., and Sheikh, M. N. (2017). “Experimental Investigations of Circular High-Strength Concrete Columns Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars and Helices under Different Loading Conditions.” *J. Compos. Constr.*, ASCE; 21(4). 10.1061/(ASCE) CC.1943-5614.0000784.

Hadi, M. N. S., Karim, H., and Sheikh, M. N. (2016). “Experimental Investigations on Circular Concrete Columns Reinforced with GFRP Bars and Helices under Different

Loading Conditions.” *J. Compos. Constr., ASCE*; 20(4). 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000670, 04016009.

Hognestad, E. (1951). A study on combined bending and axial load in reinforced concrete members, Univ. of Illinois Engineering Experiment Station, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, 43–46.

Hognestad, E. (1952). Inelastic Behavior in Tests of Eccentrically Loaded Short Reinforced Concrete Columns. *ACI Struct. J.*, 24(2), p. 117-139.

Ibrahim, H. H., and MacGregor, J. G. (1996). Flexural Behavior of Laterally Reinforced High-Strength Concrete Sections. *ACI Struct. J.*, 93(6), p. 674-684.

Ibrahim, H. H., and MacGregor, J. G. (1996). Tests of Eccentrically Loaded High-Strength Concrete Columns. *ACI Struct. J.*, 93(5), p. 585-594.

Ibrahim, H. H., and MacGregor, J. G. (1997). Modification of the ACI Rectangular Stress Block for High-Strength Concrete. *ACI Struct. J.*, 94(1), p. 40-48.

ISIS-CANADA (2009). Manuel de calcul des structures en béton armé de barres en PRF. Manuel de calcul No. 3, 2<sup>ème</sup> édition, pp 163.

Issa, M. S., Metwally, I. M., and Elzeiny, S. M. (2011). Structural performance of eccentrically loaded GFRP reinforced concrete columns. *Int. J. Civil Struct. Eng.*, 2(1), 395–404.

Issa, M., Metwally, I. and Elzeiny, S. M. (2012). Performance of eccentrically loaded GFRP reinforced concrete columns. *World Journal of Engineering*, volume 9, no. 1, p. 71-78.

Jawaheri, Z., Nanni, A. (2013). Design of RC columns using glass FRP reinforcement. *Journal of composites for construction*, Vol. 17, No. 3, p. 294-304.

- Kader , L.,El-Salakawy, E.,Benmokrane, B.. (2006). Axial load-axial deformation behavior of circular concrete columns reinforced with GFRP bars and helices. *Ciment and concrete composites*, Vol. 28-10, 112, 869-878.
- Karim, H., Sheikh, M. N., and Hadi, M. N. S. (2016). “Axial load-axial deformation behavior of circular concrete columns reinforced with GFRP bars and helices. *Constr. and Build. Mat.*, Elsevier, 112, 1147-1157.
- Karim, H., Sheikh, M. N., and Hadi, M. N. S. (2017a). “Load and Moment Interaction Diagram for Circular Concrete Columns Reinforced with GFRP Bars and GFRP Helices.” *J. Compos. Constr.*, ASCE; 21(1). DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000737.
- Karim, H., Sheikh, M. N., and Hadi, M. N. S. (2017b). “Longitudinal Reinforcement Limits for Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Concrete Members.” *ACI Struct. J.*, 114(3), 687- 696.
- Kim, S. (2007). Behavior of high-strength concrete columns. Ph.D. thesis, North Carolina State Univ., Raleigh, NC.
- Kim, S., Mertol, H. C., Rizkalla, S. and Zia, P. (2006). Behavior of High-Strength Concrete Rectangular Columns. 7th International Congress on Advances in Civil Engineering, Yildiz Technical University, Istanbul, Turkey.
- Kim, S., Mertol, H. C., Rizkalla, S. and Zia, P. (2006). Behavior of High-Strength Concrete Rectangular Columns. 7th International Congress on Advances in Civil Engineering, Yildiz Technical University, Istanbul, Turkey.
- Kottb, H. A., El-Shafey, N. F. and Torkey, A. A. (2014). Behavior of high strength concrete columns under eccentric loads. *HBRC Journal*, 1687-4048.
- Lee, J., Son, H. Soo (2000). Failure and Strength of High-Strength Concrete Columns Subjected to Eccentric Loads. *ACI Struct. J.*, 97(1), p. 75-85.

- Légeron, F. and Paultre, P. (2003). Uniaxial Confinement Model for Normal- and High-Strength Concrete Columns. *J. Struct. Eng.*, 129(2), 241–252.
- Lotfy, E. (2010). Behavior of reinforced concrete short columns with Fiber Reinforced Polymers bars. *International J. of Civil and Struct. Eng.*, volume 1, no. 3, p. 545-557.
- Mander, J., Priestley, M., and Park, R. (1988a). Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete. *J. Struct. Eng.*, 114(8), 1827–1849.
- Mander, J., Priestley, M., and Park, R. (1988b). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *J. Struct. Eng.*, 114(8), 1804–1826.
- Marvel, A. L., and Hindi, A. R. (2012). High-Strength Concrete Columns Confined with Spirals Lonnie A. *ACI Sp. P.*, volume 293, no. 4, p. 45-58.
- Mohamed, H., Afifi, M., and Benmokrane, B. (2014). Performance Evaluation of Concrete Columns Reinforced Longitudinally with FRP Bars and Confined with FRP Hoops and Spirals under Axial Load. *J. Bridge Eng.*, 19(7), 04014020.
- Nanni, A., De Luca, A., Zadeh, H. J. (2014). Reinforced concrete with FRP bars – Mechanics and design. CRC Press – Taylor & Francis Group, pp. 384
- Nigro et al. (2014). Guidelines for flexural resistance of FRP reinforced concrete slabs, and beams in fire. *Composites Part B.: Engineering*, 58:103-112
- Ozbakkaloglu, T., and Saatcioglu, M. (2004). Rectangular stress block for high-strength concrete. *ACI Struct. J.*, 101(4), 475–483.
- Pantelides, C. P., Gibbons, M. E., and Reaveley, L. D. (2013). Axial load behavior of concrete columns confined with GFRP spirals. *J. Compos. Constr.*, 10.1061/ (ASCE) CC.1943-5614.0000357, 305–313.
- Paramanantham, N. S. (1993). Investigation of the behavior of concrete columns reinforced with fiber-reinforced plastic re-bars. M.S. thesis, Lamar Univ., Beaumont, TX.

- Paultre, P. (2011). Structures en béton armé – Analyse et dimensionnement. Presse Internationales Polytechnique, pp 897
- Pessiki, S., and Pieroni, A. (1997). “Axial load behavior of large-scale spirally reinforced high-strength concrete columns.” *ACI Struct. J.*, 94(3), 304–313.
- Popovics, S. (1973). A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, volume 3, no. 5, p. 583-599.
- Pultrall (2014). Data sheet. [www.pultrall.com](http://www.pultrall.com).
- Pultrall. (2012). “Composite reinforcing rods technical data sheet.” Thetford Mines, Canada.
- Razvi, S., and Saatcioglu, M. (1999a). Confinement Model for High-Strength Concrete. *J. Struct. Eng.*, 125(3), 281–289.
- Razvi, S., and Saatcioglu, M. (1999b). Circular High-Strength Concrete Columns under Concentric Compression. *J. Struct. Eng.*, 56(5), 817–826.
- Razvi, S., and Saatcioglu, M. (1999b). Circular High-Strength Concrete Columns under Concentric Compression. *J. Struct. Eng.*, 56(5), 817–826.
- Razvi, S., and Saatcioglu, M. (1994). Strength and deformability of confined high strength concrete columns. *ACI Struct. J.*, 91 (6), 678–687.
- Razvi, S., and Saatcioglu, M. (1994). Strength and deformability of confined high strength concrete columns. *ACI Struct. J.*, 91 (6), 678–687.
- Robert, M. (2001) Durabilité of fiber reinforced polymers for structural applications - Theoretical and experimental approches. VDM, 116 p.
- Samra, R., Deeb, N., and Madi, U. (1996). Transverse Steel Content in Spiral Concrete Columns Subject to Eccentric Loading. *ACI Struct. J.*, 93 (4), 412–419.

Scott, P., Park, R., and Priestley, M. (1982). Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *ACI J. Proc.*, 79 (1), p. 13-27.

Sharma, U. K., Bhargava, P., and Kaushik, S. K. (2005). Behavior of confined high strength concrete columns under axial compression. *J. Adv. Concrete Technology*, 3(2), 267–281.

Sheikh, S. A. and Li, Y. (2007). Design of FRP confinement for square concrete columns. *Eng. Struct. J.*, Volume 29, Issue 6, June 2007, Pages 1074–1083.

Sheikh, S. A. and Toklcuc, M. T. (1993). Reinforced concrete columns confined by circular spirals and hoops. *ACI Struct. J.*, 90(5), 542–553.

Sheikh, S. A., and Uzmeri, S. M. (1980). Strength and ductility of tied concrete columns. *J. Struct. Div.*, 106(5), 1079–1102.

Tan, T. and Nguyen, N. (2005). Flexural Behavior of Confined High-Strength Concrete Columns. *ACI Struct. J.*, 102(2), 198–205.

Tikka, T., Francis, M. and Teng, B. (2010). Strength of Concrete Beam Columns Reinforced with GFRP Bars. 2nd International Structures Specialty Conference, Winnipeg, Manitoba.

Tobbi, H., Farghaly, A. S., and Benmokrane, B. (2012). Concrete columns reinforced longitudinally and transversally with glass fiber-reinforced polymers bars. *ACI Struct. J.*, 109(4), 1–8.

Tobbi, H., Farghaly, A.S., and Benmokrane, B. (2014). Strength Model for Concrete Columns Reinforced with FRP Bars and Ties. *ACI Structural Journal*, Vol. 111, No. 4, July/August, pp. 789-798.

Wang, H., Belarbi, A. (2007). Bond Durability of FRP Bars Embedded in Fiber-Reinforced Concrete under de-icing cycles, *Journal of composites for construction*, Vol. 16-4 pp. 532-544

Won, J.P., Lee, S.J., Kimm Y.J., Jangm C., S.W. Lee (2007). The effect of exposure to alkaline solution and water on the strength–porosity relationship of GFRP rebar, *Compos Part B: Eng*, 39 (5), pp. 764-772

Wu, G., Wu, Z.S. et Lü, Z.T. 2007. Design oriented stress-strain model for concrete prisms confined with FRP composites. *Construction and Buildings Materials*, (21)5, 1107-1121



## ANNEXE

### Comparaison des données expérimentaux et des résultats empiriques

Cette section est un ajout à la présente thèse pour discuter de l'analyse empirique, employée par les normes nord-américaines, telles que l'ACI 318-15, l'ACI 440.1R-15, CAN/CSA S806-12. Comme il a été discuté au début de la thèse, le guide de dimensionnement actuel ne fait pas mention des colonnes avec charge excentrique, communément appelées poteaux-poutres pour ce qui est de la norme américaine. Quelques recherches jusqu'à présent démontrent l'utilisation favorable des polymères renforcés de fibres de verre dans les colonnes, actuellement renforcées d'armature d'acier. Par contre, la nécessité de réaliser d'autres recherches pour comprendre adéquatement le comportement des PRFV (et des PRFC – carbone). Suite aux résultats expérimentaux et théoriques, les tableaux A1 à A4 présentent les ratios de résistances quadratiques  $((P^2+M^2)^{-1})$  des résultats expérimentaux sur les résultats de l'analyse théorique.

Tableau A1 : Ratio de la résistance expérimentale  $P_u$  sur la résistance théorique  $P_{th}$  lorsque les spécimens sont comparés avec la norme CAN/CSA S806-12, sans la contribution des barres en compression lors de l'analyse théorique

<b>Excentricité</b>	<b>P6-6</b>	<b>P8-6</b>	<b>P8-8</b>	<b>A6-6</b>
<b>40</b>	1,08	1,12	1,15	1,09
<b>80</b>	1,12	1,16	1,19	1,11
<b>160</b>	1,19	1,26	1,29	1,20
<b>320</b>	1,08	1,27	1,30	1,07
<b>Moyenne</b>	<b>1,12</b>	<b>1,20</b>	<b>1,23</b>	<b>1,12</b>
<b>Écart-type</b>	<b>0,05</b>	<b>0,07</b>	<b>0,07</b>	<b>0,06</b>
<b>Coef. Var. (%)</b>	<b>4,64</b>	<b>6,16</b>	<b>6,04</b>	<b>5,13</b>

Tableau A2 : Ratio de la résistance expérimentale  $P_u$  sur la résistance théorique  $P_{th}$  lorsque les spécimens sont comparés avec la norme CAN/CSA S806-12, avec la contribution des barres en compression lors de l'analyse théorique

<b>Excentricité</b>	<b>P6-6</b>	<b>P8-6</b>	<b>P8-8</b>	<b>A6-6</b>
<b>40</b>	1,06	1,08	1,11	1,07
<b>80</b>	1,09	1,14	1,17	1,08
<b>160</b>	1,12	1,24	1,27	1,13
<b>320</b>	1,08	1,25	1,28	1,07
<b>Moyenne</b>	<b>1,09</b>	<b>1,18</b>	<b>1,20</b>	<b>1,09</b>
<b>Écart-type</b>	<b>0,03</b>	<b>0,08</b>	<b>0,08</b>	<b>0,03</b>
<b>Coef. Var. (%)</b>	<b>2,30</b>	<b>5,95</b>	<b>5,80</b>	<b>2,64</b>

Tableau A3 : Ratio de la résistance expérimentale  $P_u$  sur la résistance théorique  $P_{th}$  lorsque les spécimens sont comparés avec la norme ACI440.1R-15 et de Zadeh et Nanni, sans la contribution des barres en compression lors de l'analyse théorique

<b>Excentricité</b>	<b>P6-6</b>	<b>P8-6</b>	<b>P8-8</b>	<b>A6-6</b>
<b>40</b>	1,03	1,05	1,08	1,04
<b>80</b>	1,07	1,14	1,1	1,06
<b>160</b>	1,12	1,23	1,26	1,13
<b>320</b>	1,16	1,22	1,25	1,15
<b>Moyenne</b>	<b>1,10</b>	<b>1,16</b>	<b>1,19</b>	<b>1,10</b>
<b>Écart-type</b>	<b>0,06</b>	<b>0,08</b>	<b>0,08</b>	<b>0,05</b>
<b>Coef. Var. (%)</b>	<b>5,19</b>	<b>7,21</b>	<b>7,06</b>	<b>4,86</b>

Tableau A4 : Ratio de la résistance expérimentale  $P_u$  sur la résistance théorique  $P_{th}$  lorsque les spécimens sont comparés avec la norme ACI440.1R-15, avec la contribution des barres en compression lors de l'analyse théorique

<b>Excentricité</b>	<b>P6-6</b>	<b>P8-6</b>	<b>P8-8</b>	<b>A6-6</b>
<b>40</b>	1,03	1,02	1,28	1,02
<b>80</b>	1,04	0,99	1,37	1,03
<b>160</b>	1,10	1,22	1,46	1,12
<b>320</b>	1,17	1,21	1,40	1,16
<b>Moyenne</b>	<b>1,06</b>	<b>1,11</b>	<b>1,37</b>	<b>1,06</b>
<b>Écart-type</b>	<b>0,05</b>	<b>0,09</b>	<b>0,08</b>	<b>0,04</b>
<b>Coef. Var. (%)</b>	<b>8,36</b>	<b>9,98</b>	<b>5,46</b>	<b>8,11</b>

Lorsqu'on regarde les moyennes pour tous les spécimens sous différentes normes/guide/auteurs, on s'apparçoit qu'elles sont toutes supérieures à l'unité. Pour tous les spécimens, lorsqu'on soustrait l'écart-type à la moyenne, la valeur  $P_u / P_{th}$  reste supérieure à l'unité. De plus, sans compté les facteurs de sécurité qui vont être appliqués pour le dimensionnement sous les charges statiques, la théorie respecte de façon sécurité les résultats expérimentaux. Lorsqu'on compare les tableaux A1 et A2 pour la norme CAN/CSA S806-12 sans et avec la contribution des barres en compression, on se rend compte que la moyenne, l'écart-type et le coefficient diminuent lorsqu'on considère la contribution des barres en compression. Cela s'explique par le fait que le domaine de résistance étant plus proche de la résistance expérimentale, les données dans le domaine statistique sont moins éloignées les uns aux autres. Ce constat peut être observé pour tous les spécimens.

Finalement, le tableau A5 présente le même ratio que les tableaux A1 à A4, mais pour l'ensemble des spécimens, en fonction d'une norme en particularité.

<b>Norme</b>	<b>Moyenne</b>	<b>Écart-type</b>	<b>Coef. Var. (%)</b>
<b>S806-12</b> <sup>1</sup>	1,09	0,06	7,71
<b>S806-12</b> <sup>2</sup>	1,16	0,09	5,27
<b>ACI et Zadeh et Nanni</b> <sup>1</sup>	1,25	0,10	8,34
<b>ACI</b> <sup>2</sup>	1,09	0,06	5,26

<sup>1</sup> Lorsqu'on ne considère pas la contribution des barres en compression lors de l'analyse

<sup>2</sup> Lorsqu'on considère la contribution des barres en compression lors de l'analyse

Encore ici, dans tous les cas, la moyenne est supérieure à l'unité, ce qui indique que la théorie utilisée avec l'armature en acier est sécuritaire avec l'armature de PRFV. Également, l'écart-type indique que si elle est soustraite à la moyenne, le ratio de la résistance réelle (expérimentale) sur la résistance théorique reste tout de même supérieure à l'unité. Également, les coefficients de variations indiquent, pour l'ensemble des normes, une valeur maximale de 8,34 %, qui est légèrement supérieure au 5 % accordées en pratique. Par contre, étant donné que les résultats présentent une certaine marge de sécurité, cela reste acceptable. En somme, les résultats de l'analyse théorique indique que la résistance calculée selon les différentes normes nord-américaines sont adéquates.

Les causes possibles pouvant affectées la différence entre les résultats expérimentaux et les résultats de l'analyse théorique sont :

- Lors des essais en laboratoire, même si tous précautions ont été prises, une interaction entre les collets d'acier et la section de béton pourrait affecter la résistance à la hausse ou à la baisse;
- la surface de la face en compression des spécimens, n'étant pas parfaitement lisse, peut affectée la distribution des contraintes sur ladite face, amenant une rupture prématurée pour certaines spécimens, par rapport à d'autres (le début des fissurations verticales sur

la face en compression n'étaient pas constantes entre les spécimens pour une même excentricité);

- le fait d'avoir des extrémités très rigides (collets en acier) comparativement à la section de béton peut changer la distribution des contraintes au centre de la portée, affectant la résistance et les déplacements latéraux et axiaux [Teng *et al.*, 2015];
- suivant le point précédent, la flèche latérale étant affectée par les rigidités effectives des collets d'acier, de la section de béton ainsi qu'aux dimensions globales de ceux-ci, la flèche latérale pour le calcul du moment peut être légèrement biaisée;
- lors du calcul de la résistance théorique, les facteurs pour le bloc de contraintes rectangulaires équivalentes peuvent ne pas être optimales; &
- finalement, l'analyse théorique a portée seulement que sur l'effet du premier ordre, négligent les effets de second ordre (effets P-delta), prenant en compte la rigidité flexionnelle (EI) et la rigidité axiale (EA) progressives en fonction de l'excentricité.

### **Référence pour l'annexe**

J.G.Teng Q.G.Xiao T.Yu L.Lam (2015). Three-dimensional finite element analysis of reinforced concrete columns with FRP and/or steel confinement, Engineering Structures, Vol. 101 pp. 123-136